

Tesis de grado para optar el título de Magíster en Ingeniería Civil

Modelo de capacidad portante para arcillas mejoradas con rellenos granulares

Oscar Fernando García Guardo

Ingeniero Civil

Director

William Mario Fuentes Lacouture

I.C, M.Sc, Ph.D

Diciembre de 2017

Fundación Universidad del Norte

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Tabla de contenido

Resumen	5
1. Introducción.....	6
2. Objetivos	8
2.1. Objetivo General	8
2.2. Objetivos específicos	8
3. Modelos en la literatura para capacidad portante de zapatas sobre arcillas mejoradas con rellenos granulares	9
3.1. Mecanismos de falla del suelo	9
3.2. Capacidad portante última para cimentaciones superficiales en suelos homogéneos	11
3.3. Capacidad portante última para suelos no homogéneos	21
3.3.1. Método de ponderación de parámetros:.....	21
3.3.2. Método de suelos estratificados por resistencia:.....	21
3.4. Rellenos granulares	25
3.5. Problemática de las ecuaciones de capacidad portante última existentes para rellenos granulares	26
4. Descripción del problema de valor de contorno en elementos finitos	29
4.1. Geometría, enmallado y condiciones de borde.....	29
4.2. Descripción del modelo constitutivo Drucker-Prager	33
4.3. Parámetros de los materiales	35
4.4. Modelos Mohr-Coulomb para análisis convencional de capacidad portante	37
5. Desarrollo de modelo para estimación de capacidad portante de zapatas sobre rellenos granulares	39
5.1. Introducción y definición de variables.....	39
5.2. Validación de la relación de capacidad portante de zapatas sobre relleno granular.....	42
5.2.1. Calibración del modelo para espesor de 1 m:	43
5.2.2. Calibración del modelo para espesor de 1.5 m:	46
5.2.3. Calibración del modelo para espesor de 2 m:	48
5.2.4. Determinación de una constante universal C_1.....	51

5.3. Análisis de capacidad portante con el software comercial “Zapata” de GEO5	52
6. Conclusiones y recomendaciones	57
7. Anexos	58
8. Bibliografía	82

Agradecimientos

Al ingeniero William Fuentes Lacouture por su constante apoyo y dedicación a lo largo de esta investigación, también quiero agradecer cada uno de mis profesores de maestría que con su constante esfuerzo me han ayudado a formarme como un mejor ingeniero.

Resumen

Uno de los análisis más comunes en la Ingeniería Geotécnica corresponde a la determinación de la máxima presión de contacto que puede ejercer una zapata sobre el suelo sin producir una falla, concepto conocido como la capacidad portante última. Considerando que los parámetros geomecánicos para cada problema son distintos, y los suelos son heterogéneos por naturaleza, cada problema se convierte en un diseño independiente en donde se evalúa si la cimentación superficial prevista es viable. Cuando no es viable, se deben considerar alternativas de mejoramiento para brindar el soporte necesario a la estructura.

La experiencia y la literatura muestran diversas alternativas de mejoramiento del suelo para incrementar la capacidad portante del mismo. Entre estas, se destaca el mejoramiento de suelos con cal, mejoramiento de suelos con cemento, columnas suelo cemento (CSC), concreto ciclópeo, rellenos granulares, entre otras. Éstas alternativas presentan resultados satisfactorios desde el punto de vista técnico y de mejoramiento mecánico del suelo. Sin embargo, a excepción de los rellenos granulares, dichas alternativas presentan altos costos de inversión que inviabilizan su implementación, por lo que los rellenos granulares se han ido consolidando como una alternativa económica y eficiente para el mejoramiento de suelos con cimentaciones superficiales. Esto sugiere que sus mecanismos y resultados se deben investigar cuidadosamente.

Para la investigación del comportamiento de los rellenos granulares, se han desarrollado métodos analíticos y métodos numéricos. Los primeros son métodos existentes que solo consideran estratos de suelo homogéneo y simplifican los rellenos y estratos por medio de ponderación de los parámetros geomecánicos. Estos métodos se deben estudiar con cuidado para evaluar su desempeño ante resultados más confiables. Por otro lado, los métodos numéricos se basan en leyes de la física y usan modelos constitutivos del suelo, lo que permite una solución más realista y confiable. A pesar de esto, los ingenieros lo han catalogado como métodos de mayor complejidad y por lo tanto su uso y su investigación en este tema es limitado. Considerando lo anterior, se haría útil alguna relación validada a partir de resultados numéricos confiables para su uso en el diseño de cimentaciones sobre suelos mejorados con rellenos granulares.

En este trabajo, se plantea una ecuación para determinar la capacidad portante de la combinación suelo – relleno granular, la cual es validada a partir del método de Meyerhof y es validada mediante simulaciones hechas en Elementos Finitos (FEM) mediante el software ABAQUS. Este modelo, permitirá realizar análisis de capacidad portante para suelos con relleno de manera sencilla y sin la necesidad de implementar complejas simulaciones.

1. Introducción

La estimación de la capacidad portante del suelo es un requerimiento importante para el desarrollo de cualquier proyecto de ingeniería. Distintos métodos se han propuesto en la literatura para su estimación que consideran la geometría del problema y las propiedades de los suelos subyaciendo la cimentación. Los métodos más robustos de capacidad portante consideran combinaciones de cargas, estratigrafía compleja de distintos suelos, dimensiones de las cimentaciones y otras características posibles. Los suelos con bajas propiedades geomecánicas generan como resultado pobres valores de capacidad portante última que impedirían la construcción de zapatas superficiales apoyadas directamente sobre estos suelos (Venkata, Kurapati, & Madhav, 2016). En estos casos, existen otras alternativas de cimentación tales como pilotes, micro pilotes, mejoramiento de suelos con cal, mejoramiento de suelos con cemento, columnas suelo cemento (CSC), rellenos granulares, solo por mencionar algunas. Estas alternativas han mostrado ser bastante efectivas, pero presentan altos costos de inversión que pueden dificultar la viabilidad económica del proyecto, a excepción de los rellenos granulares. Estos últimos parecen ser bastante económico y su método constructivo es bastante fácil. Por lo tanto, los rellenos granulares por debajo de zapatas se ha consolidado como una de las alternativas más implementadas para el aumento de la capacidad portante última en cimentaciones superficiales por su gran aporte en resistencia (Puri & Das, 1989) (Bhattacharya & Kumar, 2017) (Noorzard & Badakhshan, 2017).

Los rellenos granulares para mejoramiento del suelo por debajo de zapatas consisten en una capa por debajo de la cimentación con un largo y ancho establecido. Por lo general consisten en material tipo terraplén (INVIAS, 2013), relleno seleccionado, subbases (INVIAS, 2013) o aquellos clasificados según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) como SP-SW o según la AASHTO como A-1-a o A-1-b. Todos estos materiales poseen un alto ángulo de fricción interna debido las características de su granulometría, tipo de mineral y a su alto grado de compactación. Por lo tanto, aportan una considerablemente resistencia y rigidez al sistema suelo natural – relleno. Numerosas investigaciones sobre el aporte de los rellenos granulares y mejoramientos de suelo de sitio mediante material bajo las zapatas se han realizado y documentado en la literatura (Meyerhof & Adams, 1968) (Binqet & Lee, 1975) (Madhav & Vitkar, 1978) (Hamed, Das, & Echelberger, 1986) (Bouazza & Finlay, 1990) (Zsaki & Bitar, 2011) (Fattah, Baghdadi, Omar, & Shanebleh, 2013), pero aún se hace necesario plantear más modelos para obtener la capacidad portante última del suelo con relleno granular basados en las ecuaciones convencionales analíticas. Es por esto que se hace necesario proponer y validar nuevas ecuaciones para la determinación de la capacidad portante de zapatas apoyadas sobre rellenos granulares.

Ante esto, se hace necesario proponer métodos de análisis que tengan en cuenta los rellenos de material granular, sin embargo, los métodos analíticos existentes solo consideran estratos horizontales y por lo general infinitamente anchos de suelo homogéneo. Estas suposiciones

son muy limitadas, posiblemente por la falta de evidencia experimental o resultados numéricos a los cuales se deben ajustar las ecuaciones.

En este trabajo, se realizarán una serie de simulaciones numéricas con elementos finitos para investigar el comportamiento de la capacidad portante de zapatas apoyadas sobre rellenos granulares. Para tal análisis, se fijarán dos tipos de suelos, uno blando (de baja resistencia geomecánica) representando al suelo natural, y uno competente (de alta resistencia geomecánica) representando al relleno en cuestión. Se considerará la variación de la geometría del relleno, entre ellos, el sobreancho del relleno con respecto al ancho de la zapata, y su espesor. Con la evidencia de los resultados se propondrá una ecuación analítica capaz de considerar las variables más relevantes para predecir el comportamiento de la capacidad portante.

2. Objetivos

2.1. Objetivo General

Proponer una ecuación para predecir la capacidad portante de zapatas apoyadas sobre rellenos granulares con sobre ancho definido.

2.2. Objetivos específicos

- Realizar simulaciones en elementos finitos para estimar la capacidad portante de zapatas con rellenos granulares para distintas geometrías de sobreancho y espesor de relleno.
- Realizar cálculos con métodos convencionales de análisis para estimar la capacidad portante de zapatas con rellenos granulares para distintos espesores de relleno.
- Proponer una relación capaz de predecir la capacidad portante de zapatas apoyadas sobre rellenos granulares en evidencia de los resultados numéricos obtenidos.
- Analizar la bondad de ajuste de la ecuación propuesta.

3. Modelos en la literatura para capacidad portante de zapatas sobre arcillas mejoradas con rellenos granulares

En el presente capítulo se mencionan algunas investigaciones relevantes realizadas previamente y relacionadas con la determinación de capacidad portante para cimentaciones superficiales sobre arcillas mejoradas con rellenos granulares. Para tal fin, se revisan en primer lugar los métodos analíticos existentes para suelos homogéneos, y posteriormente se revisan sus respectivas extensiones para considerar mejoramiento en arcillas con relleno granular por debajo de las zapatas.

3.1. Mecanismos de falla del suelo

Los tres principales mecanismos de fallas del suelo son falla general por cortante, falla local por cortante y por punzonamiento, a continuación se describirán las condiciones de cada uno de estos.

- **Falla general por cortante**

Esta falla se caracteriza o se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Superficie cortante bien definida, al igual que la superficie de falla
- Superficie de falla continua
- Falla catastrófica
- Falla acompañada por inclinación
- Abultamientos en ambos lados de la cimentación
- Típica para suelos densos

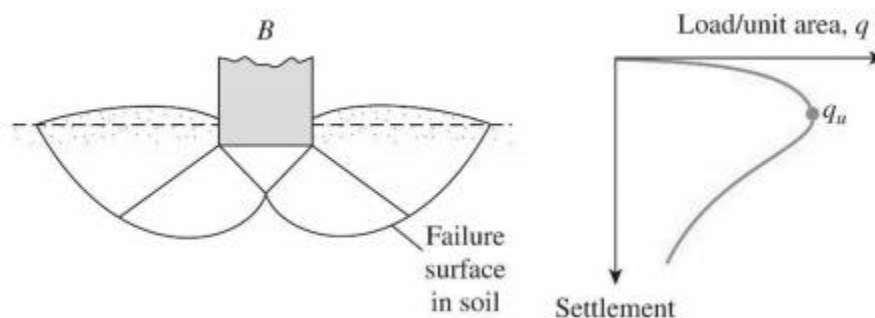


Figura 1. Falla general por cortante. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

- **Falla local por cortante:**

Esta falla se caracteriza o se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Patrón de falla solo definido bajo la zapata.
- Abultamiento a los lados de la cimentación.
- Gran asentamiento pero sin colapso de la cimentación.
- Asentamiento del orden del 3%-15% de B

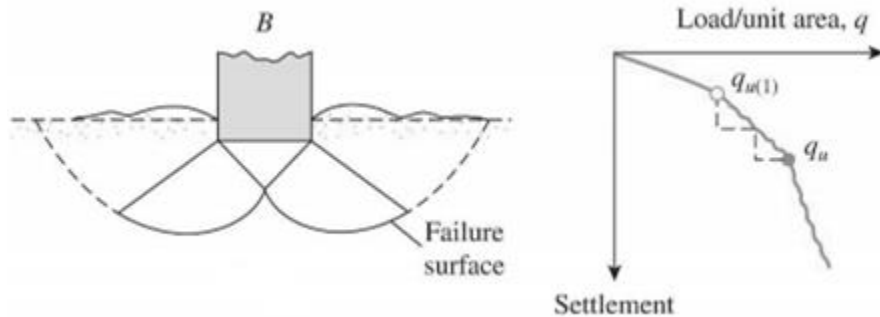


Figura 2. Falla local por cortante. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

- **Falla por punzonamiento:**

Esta falla se caracteriza o se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Patrón de falla poco definido.
- Compresión del suelo bajo la zapata.
- El suelo fuera de la parte inferior de la cimentación permanece sin efecto.
- Pequeñas sacudidas repentinas, pero sin colapso de la cimentación.
- Típica para suelos sueltos.
- Asentamiento del orden del 3%-15% de B .

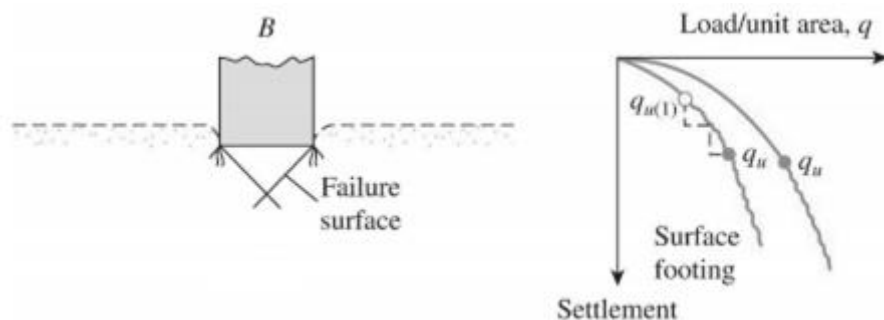


Figura 3. Falla por punzonamiento. (Braja & Sobhan, 2013).

3.2. Capacidad portante última para cimentaciones superficiales en suelos homogéneos

La capacidad portante del suelo es un parámetro geotécnico que cuantifica la capacidad de un suelo para soportar una estructura apoyada sobre una cimentación superficial (Elfass, Norris, & Vimalaraj, 2007). Esta se define como la máxima presión de contacto que puede presentarse entre el suelo y la cimentación sin producir una falla. Los primeros esfuerzos por obtener una forma de tener la capacidad portante del suelo vinieron por parte de (Prandtl, 1920) y (Reissner, 1926) en las cuales plantearon soluciones para zapatas corridas (infinitas longitudinalmente). Estas teorías se basan en los modelos de Mohr-Coulomb con ángulo de fricción constante (ϕ') y cohesión constante (c) (Murthy, 2003).

Posteriormente, (Terzaghi, 1943) basado en los planteamientos para cimentaciones corridas, desarrolló un modelo de capacidad portante para zapatas superficiales, el cual ha sido ampliamente aceptado y ligeramente modificado con el tiempo, su ecuación se define para zapatas corridas como:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

Dónde:

q_u : Capacidad portante del suelo

c' : Cohesión del suelo

B : Menor dimensión de la zapata

γ : Peso específico del suelo

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad portante

Los factores N_c, N_q, N_γ dependen únicamente del ángulo de fricción del material. También (Terzaghi, 1943) presentó un modelo para capacidad portante para cimentaciones superficiales con formas distinta a zapatas corridas, para esto se modifica la ecuación y queda de la forma que se aprecia en la ecuación 2. Los factores S_c y S_γ se obtienen mediante la Tabla 2, y se asume la cuña de falla con forma como la que se presenta en la Figura 4.

$$q_u = S_c c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (2)$$

Tabla 1. Factores para el tipo de cimentación. Fuente: (Terzaghi, 1943).

	strip	round	square
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

$$N_c = \tan(\phi') (K_c + 1) \quad (3)$$

$$N_q = \tan(\phi') K_q \quad (4)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan(\phi') (K_\gamma \tan \phi' - 1) \quad (5)$$

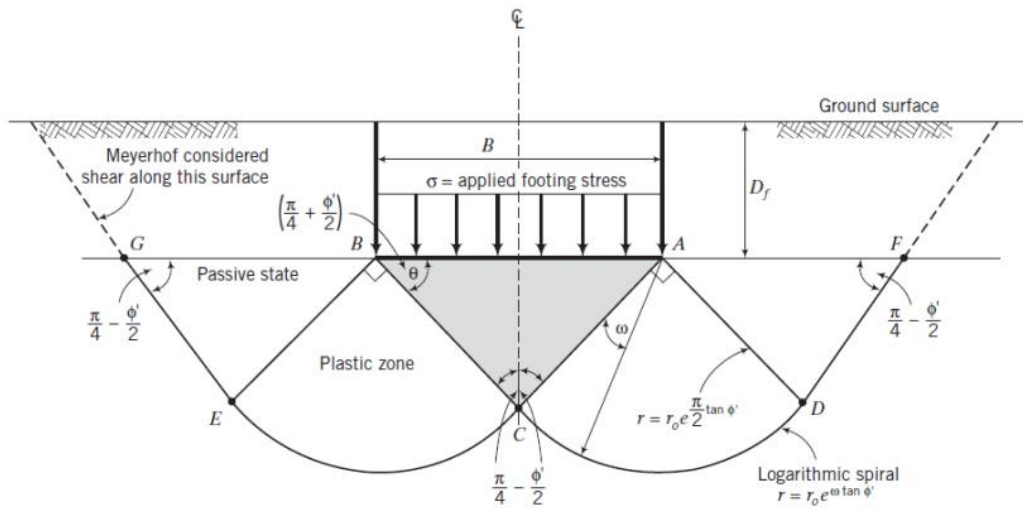


Figura 4. Superficie de falla propuesta por Terzaghi. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

Por simplicidad, estos valores ya se encuentran tabulados en la Tabla 2. A pesar del gran avance realizado con la ecuación de Terzaghi, aún presentó problemas y limitaciones con los posibles casos de cimentaciones que se pueden presentar. Por esto, diferentes autores proponen factores de corrección a la misma ecuación de Terzaghi pero con diferentes asunciones de la cuña de falla, inclinación de cargas, inclinación de las zapatas, inclinación del terreno, entre otros factores. Entre estos modelos se destacan los propuestos por (Hansen, 1961) (Meyerhof G. , 1963) (Vesic, 1973).

Tabla 2. Factores N_c, N_q, N_γ para distintos valores del ángulo de fricción interna de Terzaghi. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

A continuación se describirán los métodos mencionados anteriormente y sus ecuaciones propuestas. Debe aclararse que cada método considera variables distintas.

- **Capacidad portante según Hansen:**

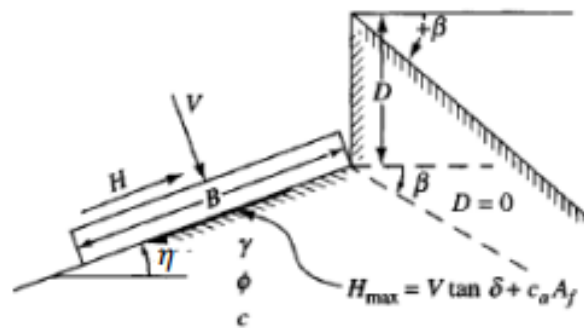


Figura 5. Consideraciones del método de capacidad portante propuesto por Hansen. Fuente: (Bowles, 2001).

Esta metodología es una de las más completas, ya que considera las diferentes formas de la cimentación superficial, inclinación de la carga, inclinación del terreno e inclinación de la base de la zapata, la Figura 5 esquematiza los posibles casos que se pueden presentar en los cuales el método es aplicable.

Además el método puede ser utilizado dependiendo del tipo de condición de drenaje, si es drenada (c', ϕ') o si es no drenada ($c_u, \phi' = 0$).

➤ **Para condiciones drenadas:**

$$q_u = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (6)$$

➤ **Para condiciones No drenadas ($\phi=0$):**

$$q_u = 5.14 c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q} \quad (7)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (8)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (9)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad (10)$$

Tabla 3. Factores para la capacidad portante de Hansen. Fuente: (Hansen, 1961).

Shape factors		Depth factors	
$s'_c = 0.2 \frac{B'}{L'}$	$\phi = 0^\circ$	$d'_c = 0.4k$	$\phi = 0^\circ$
		$d_c = 1.0 + 0.4k$	
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$		$k = \frac{D_f}{B}$	for $\frac{D_f}{B} \leq 1$
$s_c = 1.0$	for strip footing	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$	for $\frac{D_f}{B} > 1$
		(k in radians)	
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	for every ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	≥ 0.6	$d_\gamma = 1.0$	for every ϕ

Note use of "effective" base dimensions B' and L'.

The values above are applicable for only vertical load.

Tabla 4. Factores de inclinación de la carga, terreno y base de la zapata para Hansen. Fuente: (Bowles, 2001).

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	η in radians

- **Capacidad portante según Meyerhof:**

Esta alternativa es similar a la propuesta por Hansen, pero no considera inclinación del terreno, ni inclinación de la base de la zapata, por lo que su ecuación se reduce a una expresión con menor cantidad de factores. Los factores N_c, N_q son iguales a los propuestos por Hansen, pero el factor N_γ es original del autor. La relación según Meyerhof es la que se describe a continuación:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (11)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (12)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (13)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (14)$$

Tabla 5. Factores N_c, N_q, N_γ para los diferentes autores. Fuente: (Bowles, 2001).

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

Tabla 6. Factores de forma y de profundidad para Meyerhof. Fuente: (Meyerhof & Adams, 1968).

Factors	Value	for
Shape	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
Depth	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$

Where $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$; (B,L) = width and length of the footing.

- **Capacidad portante según Vesic:**

Este método es muy similar al de Hansen, puesto que considera las diferentes geometrías de zapatas superficiales, inclinaciones de la carga, de la base y del terreno, pero considera un valor de N_γ distinto, lo que origina un valor de la capacidad portante última diferente.

➤ **Para condiciones drenadas:**

$$q_u = c'N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (15)$$

➤ **Para condiciones No drenadas ($\phi=0$):**

$$q_u = 5.14 S_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q} \quad (16)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (17)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (18)$$

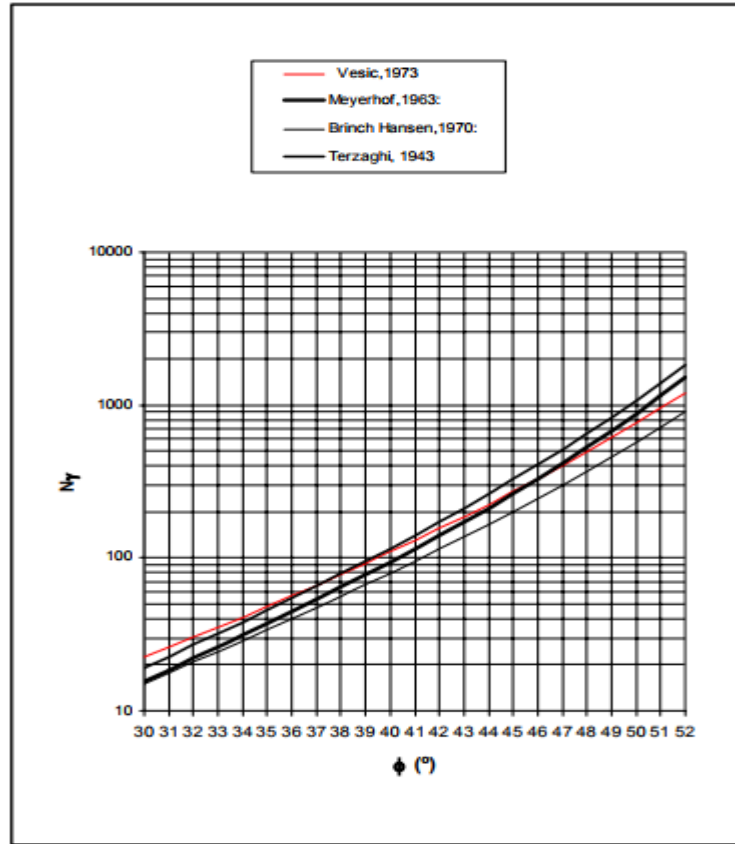
$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (19)$$

Tabla 7. Factores para la capacidad portante de Vesic. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

Shape factors	Depth factors
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ for strip footing	$k = \frac{D_f}{B}$ for $\frac{D_f}{B} \leq 1$
	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$ for $\frac{D_f}{B} > 1$
	(k in radians)
$s_q = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$ for every ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ for every ϕ

Tabla 8. Factores para la capacidad portante de Vesic. Fuente: (Bowles, 2001).

Inclination factors		Ground factors (base on slope)	
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c}$	$(\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14}$	β in radians
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$(\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$	$\phi > 0$
i_q , and m defined below		i_q defined with i_c	
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$		$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$	
Base factors (tilted base)			
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$		$b'_c = g'_c$ $(\phi = 0)$	
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$		$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$	
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$		$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$	

Figura 6. Variación de N_γ para diferentes autores. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

- **Capacidad portante según Braja, M. Das:**

Esta ecuación es planteada por (Braja & Sobhan, 2013) y es la recopilación de los diferentes factores de forma, inclinación y profundidad de diversos autores en una misma ecuación, es una de las más ampliamente conocidas y utilizadas. Esta ecuación toma los factores de forma propuestos por (Beer, 1970) y los factores profundidad e inclinación de (Hansen, 1961).

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (20)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (21)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (22)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (23)$$

Tabla 9. Factores N_c , N_q , N_γ para la ecuación propuesta por Braja, M. Das. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	16	11.63	4.34	3.06
1	5.38	1.09	0.07	17	12.34	4.77	3.53
2	5.63	1.20	0.15	18	13.10	5.26	4.07
3	5.90	1.31	0.24	19	13.93	5.80	4.68
4	6.19	1.43	0.34	20	14.83	6.40	5.39
5	6.49	1.57	0.45	21	15.82	7.07	6.20
6	6.81	1.72	0.57	22	16.88	7.82	7.13
7	7.16	1.88	0.71	23	18.05	8.66	8.20
8	7.53	2.06	0.86	24	19.32	9.60	9.44
9	7.92	2.25	1.03	25	20.72	10.66	10.88
10	8.35	2.47	1.22	26	22.25	11.85	12.54
11	8.80	2.71	1.44	27	23.94	13.20	14.47
12	9.28	2.97	1.69	28	25.80	14.72	16.72
13	9.81	3.26	1.97	29	27.86	16.44	19.34
14	10.37	3.59	2.29	30	30.14	18.40	22.40
15	10.98	3.94	2.65	31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22	42	93.71	85.38	155.55
33	38.64	26.09	35.19	43	105.11	99.02	186.54
34	42.16	29.44	41.06	44	118.37	115.31	224.64
35	46.12	33.30	48.03	45	133.88	134.88	271.76
36	50.59	37.75	56.31	46	152.10	158.51	330.35
37	55.63	42.92	66.19	47	173.64	187.21	403.67
38	61.35	48.93	78.03	48	199.26	222.31	496.01
39	67.87	55.96	92.25	49	229.93	265.51	613.16
40	75.31	64.20	109.41	50	266.89	319.07	762.89
41	83.86	73.90	130.22				

Tabla 10. Factores de forma, profundidad e inclinación implementados por Braja, M. Das. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

Factor	Relationship	Reference
Shape	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
Depth	$\frac{D_f}{B} \leq 1$ <p>For $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>For $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ $\frac{D_f}{B} > 1$	Hansen (1970)
	<p>For $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radians}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>For $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radians}}$ $F_{\gamma d} = 1$	
Inclination	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi'}\right)^2$ <p>β = inclination of the load on the foundation with respect to the vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)

3.3. Capacidad portante última para suelos no homogéneos

Actualmente, existen algunos métodos que ayudan a determinar la capacidad portante de suelos no homogéneos y/o estratificados. Este tipo de situación es lo que se encuentra comúnmente en la realidad, entre estos se destacan la metodología propuesta por (Bowles, 2001) para la ponderación parámetros y las propuestas por (Brown & Meyerhof, 1969) (Hanna & Meyerhof, 1980) (Meyerhof G. , 1974) (Meyerhof & Hanna, 1978) (Merifield, Sloan, & Yu, 1999) para la determinación de capacidad portante para suelos estratificados de arcillas o de arcillas y arenas. Recientes investigaciones han mostrado que estos métodos generan resultados menores (mas conservativos) que los predichos por modelos en elementos finitos, por lo cual resultan útiles para obtener una estimación rápida de la capacidad portante de forma conservadora (Liu, Zhan, & Zhan, 2015).

3.3.1. Método de ponderación de parámetros:

Esta metodología es planteada por (Bowles, 2001) y consiste en la conversión de un suelo no homogéneo en uno homogéneo mediante la ponderación de parámetros hasta la profundidad de la cuña de falla activa y así poder resolver el problema con cualquiera de los métodos convencionales. La ecuación 24 permite calcular el valor de la cohesión promedio del suelo y la ecuación 25 permite calcular el valor del ángulo de fricción interno promedio.

$$c_{prom} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3 + \dots + c_n H_n}{\sum H_i} \quad (24)$$

$$\phi_{prom} = \tan^{-1} \left(\frac{H_1 \tan(\phi_1) + H_2 \tan(\phi_2) + \dots + H_n \tan(\phi_n)}{\sum H_i} \right) \quad (25)$$

La profundidad en la cual se promedian los parámetros es desde $Z_1 = D_f$ hasta la profundidad de la cuña de falla activa ubicada según el autor a $Z_2 = D_f + 0.5B \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$. Finalmente, estos parámetros geomecánicos promedio se utilizan en la ecuación de suelo homogéneo y se calcula la capacidad portante última.

3.3.2. Método de suelos estratificados por resistencia:

Estos modelos fueron planteados por (Meyerhof & Hanna, 1978), (Hanna & Meyerhof, 1980) para la estimación de la capacidad portante de suelos con dos estratos, en el cual el que tenga mayor resistencia se le denomina “suelo fuerte” y el de menor resistencia se le denomina “suelo débil”. En este orden ideas, hay 2 posibles casos:

- **Suelo Fuerte sobre suelo Débil:**

Para esta condición, (Braja & Sobhan, 2013) define q_1 como la capacidad portante del suelo fuerte y q_2 como la capacidad portante del suelo débil. Esta esquematización se aprecia en la Figura 7. Para este caso, la relación q_2/q_1 es menor que 1.

$$\frac{q_2}{q_1} < 1 \quad (26)$$

$$q_1 = c'_1 N_{c(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (27)$$

$$q_2 = c'_2 N_{c(2)} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (28)$$

$$q_u = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (29)$$

$$q_b = c'_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \quad (30)$$

$$q_t = c'_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (31)$$

Los términos con igual terminología son los previamente descritos por (Hansen, 1961) y los nuevos corresponden a:

C_a : Fuerza de adhesión

H : Profundidad hasta el estrato débil

K_s : Parámetro dependiente del ángulo de fricción interna superior

q_b : Capacidad portante última del estrato débil (q_2)

q_t : Capacidad portante última del estrato fuerte (q_1)

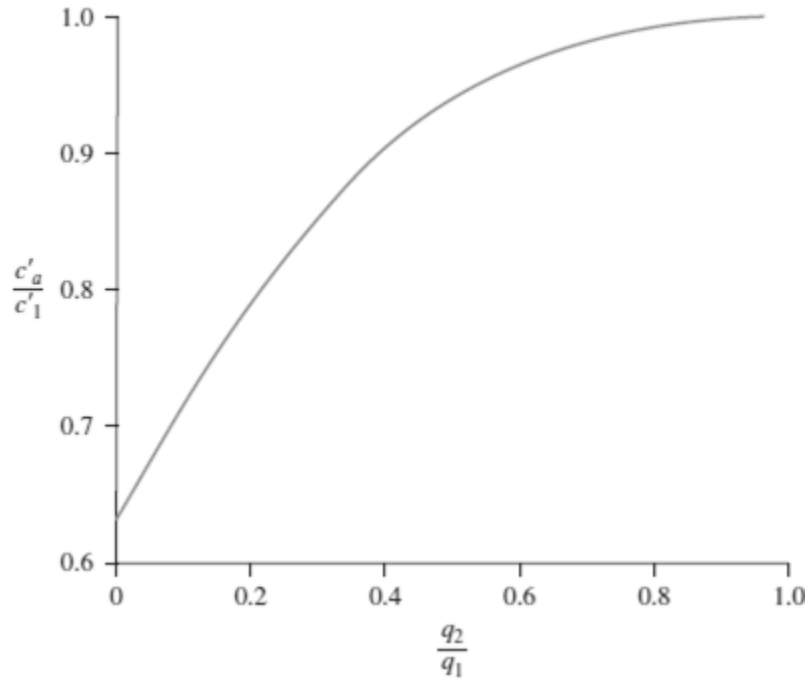


Figura 9. Cálculo del parámetro c'_a a partir de la cohesión 1 y la relación q_2/q_1 . Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

- **Suelo Débil sobre suelo Fuerte:**

Para esta condición se define q_1 como la capacidad portante del suelo débil y q_2 como la capacidad portante del suelo fuerte. Esta esquematización se aprecia en la Figura 10. Para este caso, la relación q_2/q_1 es mayor que 1. El parámetro D se aproxima a B si el suelo es una arena suelta o arcilla, si el suelo es una arena densa se asume D aproximadamente 2 veces B (Meyerhof & Hanna, 1978).

$$\frac{q_2}{q_1} > 1 \quad (32)$$

$$q_1 = c'_1 N_{c(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (33)$$

$$q_2 = c'_2 N_{c(2)} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (34)$$

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(\frac{H}{D} \right)^2 \geq q_t \quad (35)$$

$$q_b = c'_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} F_{qs(2)} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \quad (36)$$

$$q_t = c'_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (37)$$

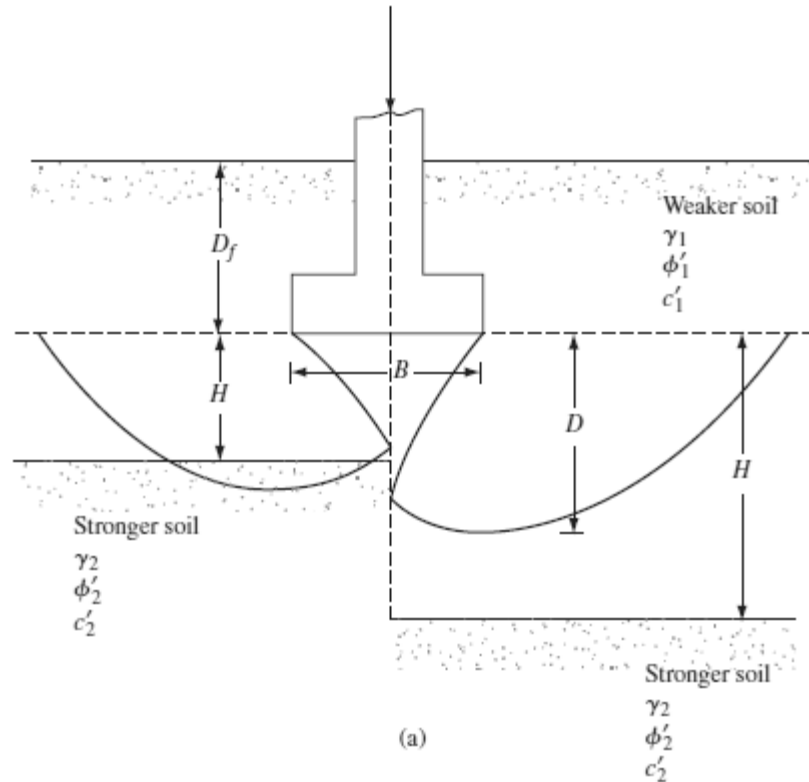


Figura 10. Caso de suelo Débil sobre suelo Fuerte. Fuente: (Braja & Sobhan, 2013).

3.4. Rellenos granulares

Los rellenos granulares son una capa de largo y ancho finito de material tipo arenoso y/o gravoso. Diversos tipos de rellenos granulares se usan para soportar las cimentaciones, entre ellas:

- Material terraplén
- Relleno seleccionado
- Sub-base granular
- Materiales clasificados como SP-SW según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) como o según la AASHTO como A-1-a o A-1-b.

Este tipo de material aporta considerablemente resistencia y rigidez al sistema suelo natural – Relleno, por lo que su implementación es una técnica común en ingeniería geotécnica, además de esto cuenta con otra ventaja que es que el costo de esta alternativa es considerablemente bajo a comparación de otras alternativas de mejora del suelo. A pesar de

todas sus ventajas, no existe un método universalmente aceptado que permita estimar la capacidad portante última del suelo mejorado, considerando tanto su espesor como su sobre ancho, lo que representa una gran dificultad para los cálculos, ésta problemática se analiza a fondo en la sección 3.5.

3.5. Problemática de las ecuaciones de capacidad portante última existentes para rellenos granulares

A pesar de la existencia de los modelos anteriormente descritos (Fuerte-débil, débil fuerte y ponderación de parámetros), éstos asumen que los diferentes tipos de suelos tienen un espesor finito pero un ancho infinito. Es decir, estos modelos no dependen del sobreancho del relleno granular.

Entre las investigaciones existentes de suelos mejorados con rellenos granulares se destacan las de (Bhattacharya & Kumar, 2017), que investigó el efecto de columnas y material de relleno granular en la capacidad portante de suelos arcillosos blando. (Debnath & Key, 2017) estudiaron la variación en la capacidad portante última de rellenos granulares con y sin refuerzo de geogrillas, para mejorar la capacidad portante de arcillas blandas. (Fattah, Baghdadi, Omar, & Shanebleh, 2013) analizaron la capacidad portante última de suelos apoyados en camas de arena reforzadas con geosintéticos, pero mediante la implementación de elemento finitos.

Por otro lado, (Hanna & Meyerhof, 1980) propusieron nomogramas para la determinación de la capacidad portante última de arcillas mejoradas con rellenos granulares, (Hamed, Das, & Echelberger, 1986) analizó la capacidad portante última de arcillas blandas apoyadas en rellenos granulares para cimentaciones superficiales corridas, lo cual es similar a lo planteado por (Madhav & Vitkar, 1978), pero estos últimos también consideran pilotes de material granular. Otras propuestas para la capacidad portante última de arcillas mejoradas con rellenos granulares son las propuestas por (Puri & Das, 1989), (Zsaki & Bitar, 2011) y (Venkata, Kurapati, & Madhav, 2016). Por su parte, (Malarvizhi & Ilamparuthi, 2004) analizaron como aumentaba la resistencia de las arcillas cuando era estabilizada con rellenos rocosos o columnas rocosas.

Entre las investigaciones que han combinado experimentación y simulación de rellenos granulares se destacan las de (Unnikrishnan, Johnson, & Rajan, 2010) (Unnikrishnan & Rajan, 2012), que fue realizada para cimentaciones superficiales corridas apoyadas en rellenos granulares, los análisis fueron realizados en PLAXIS-2D, en los cuales se compara la fuerte reducción de los esfuerzos generados cuando se aplican los rellenos, además se planteó el término Bearing Capacity Ratio (BCR), el cual denota la relación entre la capacidad portante última con relleno granular entre la capacidad portante última sin relleno granular, estos resultados se aprecian en la Figura 11.

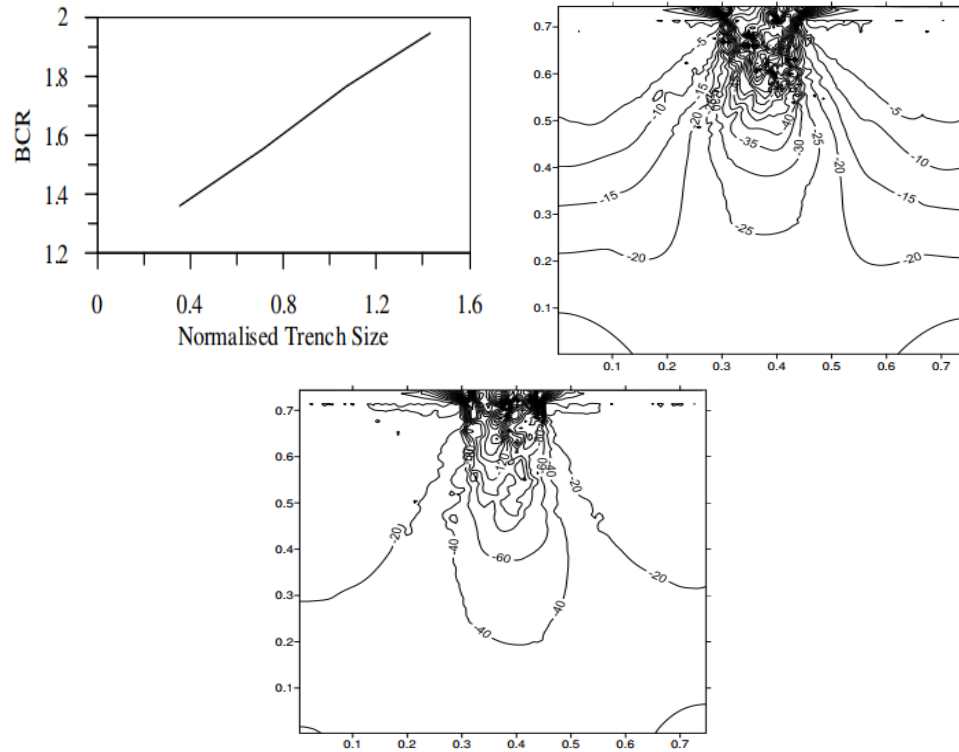


Figura 11. Resultados obtenidos por (Unnikrishnan, Johnson, & Rajan, 2010), a) variación del Bearing Capacity Ratio b) contornos de esfuerzos verticales sin rellenos granulares c) contornos de esfuerzos verticales con rellenos granulares.

Otra de las investigaciones importantes que trataron de estimar curvas para el aumento de la capacidad portante última al tener rellenos granulares es la de (Abhishek, Rajyalakshmi, & Madhav, 2014), los cuales presentaron curvas normalizadas para la capacidad portante última con base en a las diferentes combinaciones de geometría de la cimentación superficial y parámetros geomecánicos de ambos materiales. Una de las curvas propuestas se aprecia en la Figura 12.

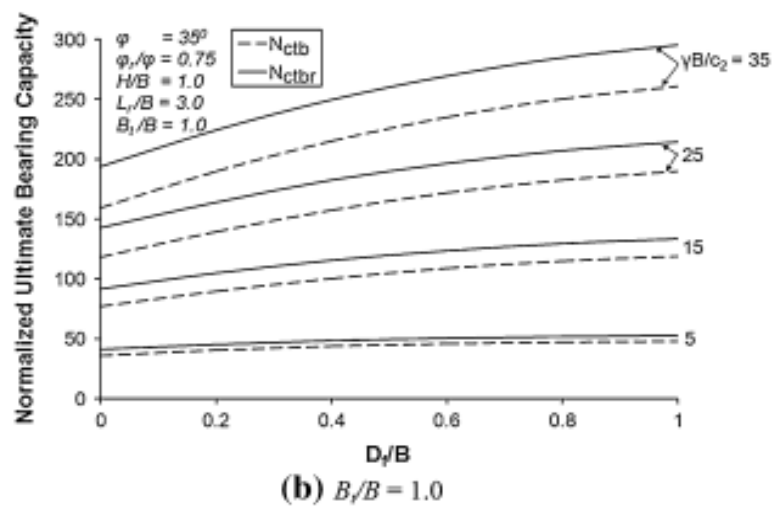
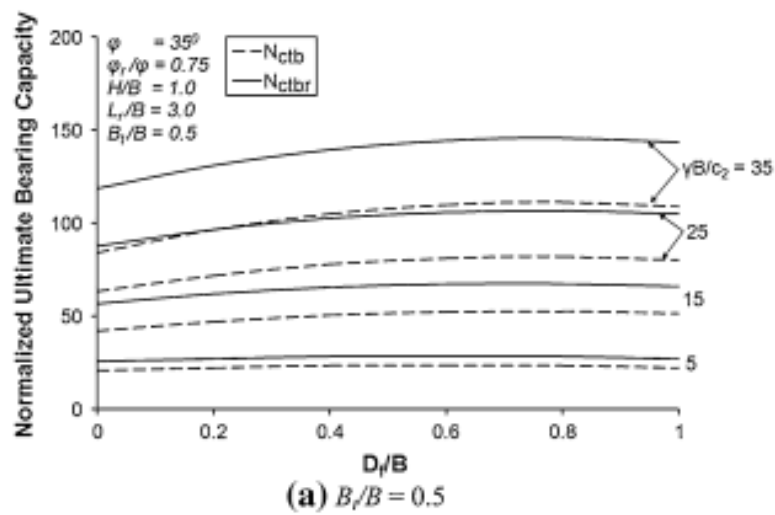


Figura 12. Curvas normalizadas propuestas por (Abhishek, Rajyalakshmi, & Madhav, 2014).

4. Descripción del problema de valor de contorno en elementos finitos

En este capítulo se describe el problema de valor de contorno construido para simular una zapata apoyada sobre un relleno granular. El problema fue resuelto con el método de los elementos finitos bajo condiciones 2D plane strain (deformación plana), que simula como si la geometría de análisis fuese infinitamente profunda con la misma geometría a la que se simula en 2D. Se usó el software comercial ABAQUS Standard V6.16 (Dassault Systèmes, 2016). El suelo fue simulado con el modelo constitutivo Drucker-Prager que será descrito posteriormente. A continuación, se describe la geometría, enmallado y condiciones de borde del modelo. Posterior a esto, se realiza la descripción del modelo constitutivo Drucker-Prager, luego, se detallan los parámetros del modelo Drucker-Prager y finalmente el cálculo de capacidad portante mediante los modelos analíticos basados en Mohr-Coulomb.

4.1. Geometría, enmallado y condiciones de borde

El modelo asume la condición de deformación plana (plane strain) y hace uso de elementos 2D para desarrollar la simulación. Para todos los casos se consideró el suelo en condiciones secas. Por lo tanto, se consideró en todas las simulaciones la ecuación que gobierna el modelo es deducida de la ecuación de momento lineal (Fuentes, 2014).

$$\frac{\partial}{\partial x_j}(\sigma_{ij}) + \rho^{tot} g_i = 0 \text{ y } \rho^{tot} = (1 - n)\rho_s + n\rho_w \quad (38)$$

Donde σ_{ij} es el esfuerzo efectivo, ρ^{tot} es la densidad total del suelo, g_i es el vector de gravedad, ρ_s es la densidad del sólido, ρ_w es la densidad del agua y n es la porosidad.

Las condiciones iniciales de esfuerzo son definidas en el primer paso de la simulación como un campo predefinido en función de la densidad del suelo y el coeficiente de presión lateral de tierra $K_0 = 0.50$. La relación de vacíos se asumió constante para esta simulación, y no se tomó en cuenta la dependencia de la profundidad de esta. Dos pasos de análisis fueron considerados para la simulación. El primero corresponde al equilibrio estático del sistema asumiendo que el problema no presenta consolidación, es decir, solo se consideró un problema estático y no quasi-estático. En este paso, se determinan los esfuerzos iniciales que satisfacen las condiciones iniciales de equilibrio. Se restringen los desplazamientos en todos los sentidos en la parte inferior y laterales a ambos lados del modelo (Figura 14). En el paso siguiente se creó una condición de borde especial en el borde de contacto zapata-suelo (Figura 14). Para esta condición de borde, todos los nodos deben experimentar el mismo desplazamiento vertical, de manera que se genere una única fuerza de reacción que represente la reacción del suelo por debajo de la zapata. El análisis de esta fuerza de reacción resultante permitirá calcular la capacidad portante última.

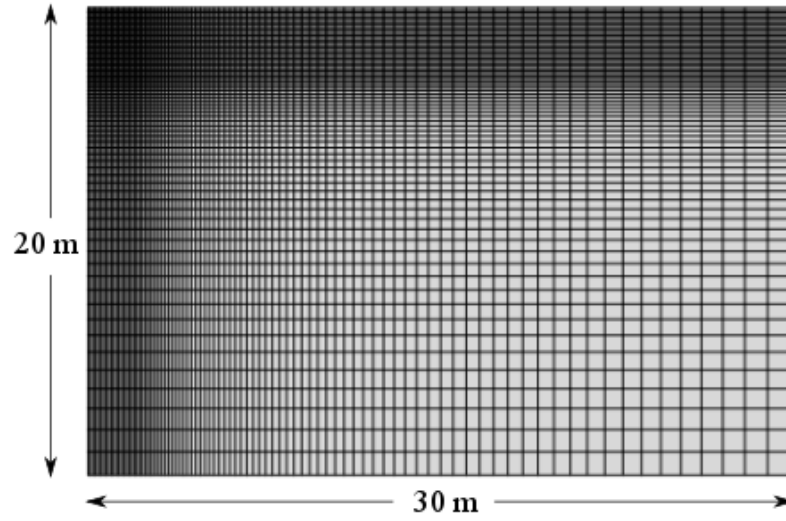


Figura 13. Enmallado y dimensiones del modelo

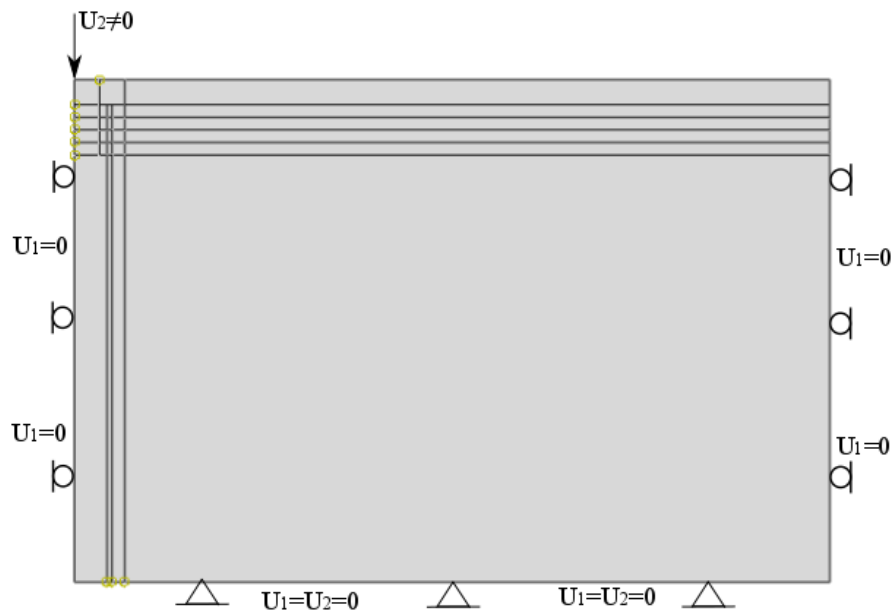


Figura 14. Condiciones de borde y particiones consideradas para el enmallado. Nótese que las particiones ayudarán a cambiar la geometría del sobreancho y espesor de los rellenos granulares considerados para este problema.

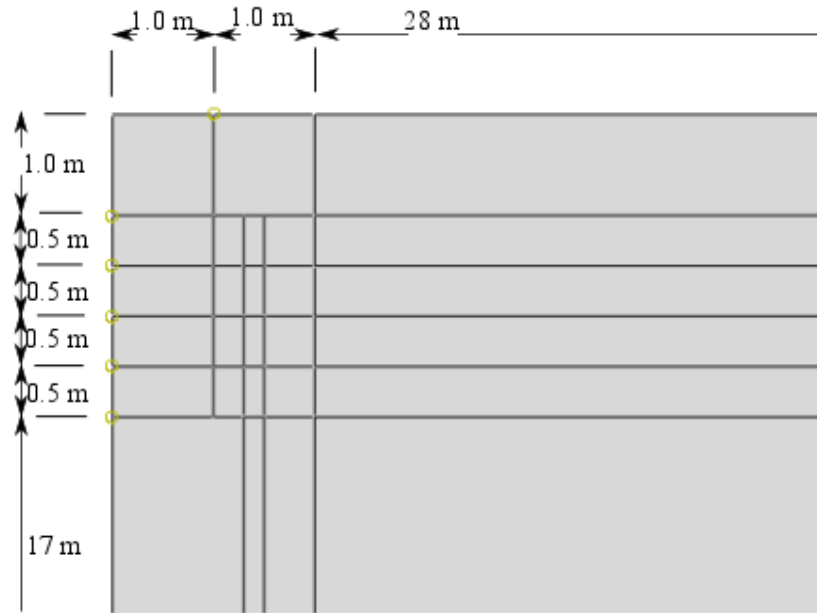


Figura 15. Detalle de las distintas particiones para generar distintas geometrías de los rellenos granulares considerados para el presente análisis.

Para la simulación de todos los casos de estudio se estableció un modelo base (Figura 14 y Figura 15) en el cual los elementos fueron agrupados (sets) en función de las propiedades del material que se deseaba simular. Se desarrollaron 3 grupos (sets) de elementos que corresponden a los materiales de la zapata, el relleno granular y el suelo debajo del sistema de cimentación. Se consideró un problema sin material de relleno el cual sirvió de punto de comparación para las demás simulaciones. En las simulaciones posteriores se consideró el material de relleno en la parte inferior de la cimentación (Figura 16) con variación del ancho y del espesor. Finalmente, se consideró un relleno con ancho infinitamente largo. En total se hicieron 16 modelos diferentes, las diferentes configuraciones de los modelos se detallan en la Tabla 11 y la Figura 16. Las propiedades de los materiales utilizados y los resultados obtenidos se observan en las secciones posteriores.

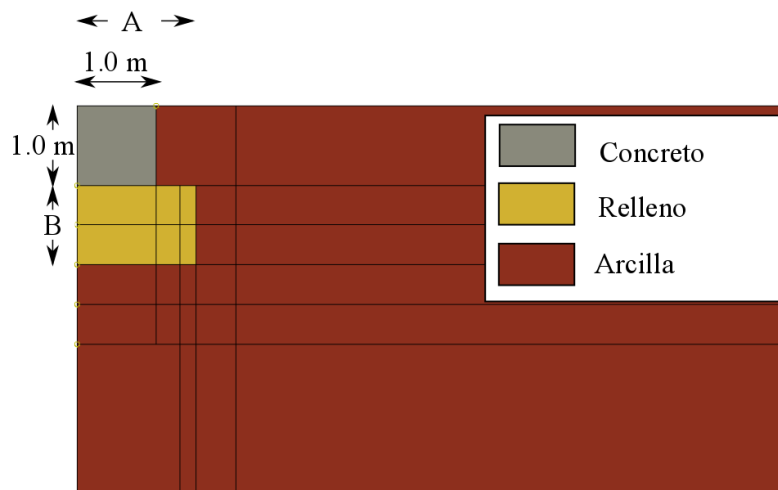


Figura 16 Esquema de la variación de las dimensiones de capa de relleno granular en todas las simulaciones.

Tabla 11 Variación de las dimensiones de capa de relleno granular en todas las simulaciones.

Modelo	$B_2(m)$	$y(m)$
A10B10	1.00	1.00
A13B10	1.30	1.00
A15B10	1.50	1.00
A20B10	2.00	1.00
AinfB10	30.00	1.00
A10B15	1.00	1.50
A13B15	1.30	1.50
A15B15	1.50	1.50
A20B15	2.00	1.50
AinfB15	30.00	1.50
A10B20	1.00	2.00
A13B20	1.30	2.00
A15B20	1.50	2.00
A20B20	2.00	2.00
AinfB20	30.00	2.00
A00B00	0.00	0.00

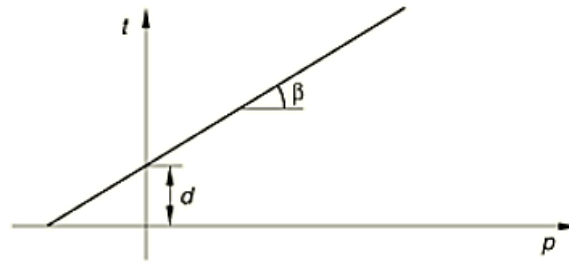
4.2. Descripción del modelo constitutivo Drucker-Prager

Para la modelación geotécnica de los materiales se usó el modelo constitutivo Drucker Prager incorporado por ABAQUS (Dassault Systèmes, 2016). Este modelo está destinado a materiales friccionantes, como suelos granulares y rocas porque presentan una envolvente de falla que depende de la presión, similar a la envolvente Mohr-Coulomb. El modelo incorpora una regla de flujo no asociada basada en la formulación del ángulo de dilatación para simular cambios de volumen durante el desarrollo de deformaciones plásticas. Sin embargo, para los análisis presentes, solo se considera un material perfectamente plástico y por lo tanto se asume ángulo de dilatación igual a cero. Abaqus ofrece la posibilidad de usar distintos tipos de modelos elásticos a este modelo. Para fines de análisis, se utiliza un modelo elástico que depende de la presión, denominado modelo poro-elástico (Porous elastic).

La ecuación de la superficie de fluencia en el plano del esfuerzo desviador modificado t vs. El esfuerzo medio se define como:

$$F = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (39)$$

En donde β es el ángulo de fricción en este plano y d es la cohesión en este plano. Para no confundir con el ángulo de fricción ϕ y la cohesión c definidos en el plano de esfuerzo cortante contra esfuerzo normal, se define β y d como el ángulo de fricción y la cohesión de Drucker Prager respectivamente.



a) Linear Drucker-Prager: $F = t - p \tan \beta - d = 0$

Figura 17. Superficie de fluencia de Drucker Prager en el plano p-t (Dassault Systèmes, 2016).

Para la condición de esfuerzos planos los parámetros de Mohr Coulomb pueden ser convertidos en parámetros de Drucker Prager como muestran las ecuaciones (40) y (41) (Helwany, 2007).

$$\tan \beta = \frac{3\sqrt{3}\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (40)$$

$$d = \frac{3\sqrt{3}c'}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (41)$$

La superficie de fluencia se presenta nuevamente en la Figura 18, en el plano esfuerzo desviador q vs. Esfuerzo medio p . Ahí se ilustran las envolventes para compresión triaxial q_c y extensión triaxial q_t . La relación entre estas dos variables $q_t/q_c=K$, en donde K es un parámetro dado por el usuario. En la **Figura 19** se presenta la superficie de fluencia en el plano desviador S_1 - S_2 - S_3 . La forma de la superficie de fluencia en este plano está controlada por la definición del esfuerzo desviador modificado t que se define como:

$$t = \frac{1}{2}q \left(1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right) \quad (42)$$

En donde r es la tercera invariante del esfuerzo desviador.

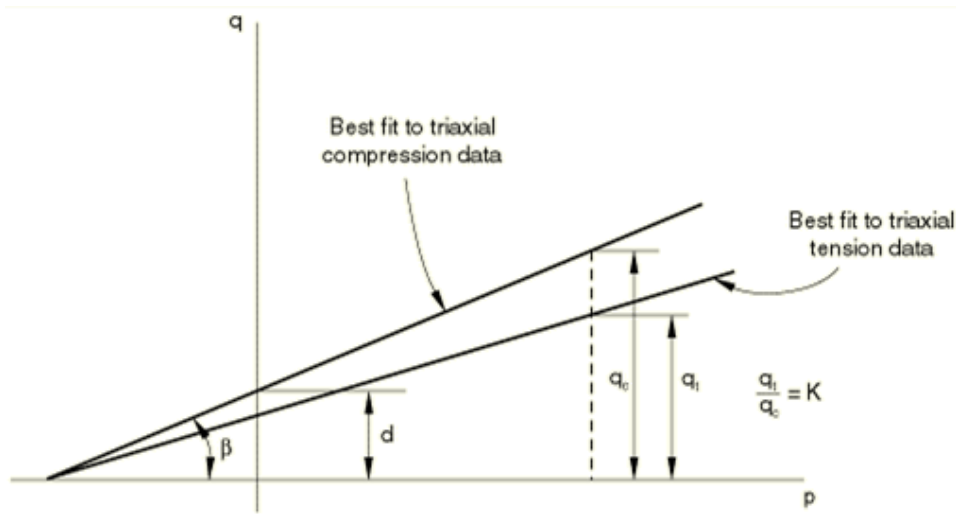


Figura 18. Superficie de fluencia del modelo Drucker-Prager modificado en el plano p - q para ensayos de compresión y tensión triaxial (Dassault Systèmes, 2016).

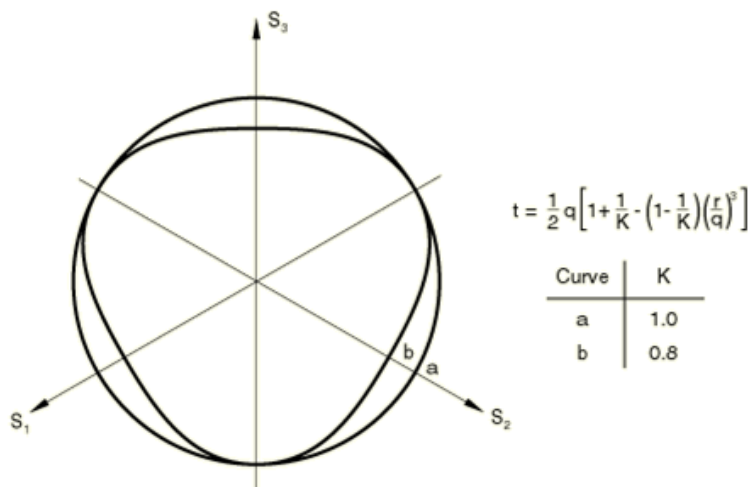


Figura 19. Superficie de fluencia en el plano desviador para el modelo Drucker Prager modificado usado por ABAQUS (Dassault Systèmes, 2016).

Para simular la respuesta del material en el rango elástico se usó el modelo constitutivo poro-elástico dependiente de los esfuerzos volumétricos (modelo Porus elastic). Se define como un material elástico no lineal isotrópico en el cual los esfuerzos varían de una manera exponencial en función de las deformaciones volumétricas (Dassault Systèmes, 2016).

Los parámetros del modelo poro-elástico son el módulo de Bulk logarítmico κ el cual se obtiene de un ensayo oedométrico y el coeficiente de Poisson ν .

La relación de vacíos elástica e^{el} se define como se muestra en la ecuación 43, donde los esfuerzos volumétricos p se obtienen de la ecuación 44, el módulo cortante G se define como se muestra en la ecuación 45.

$$\frac{de^{el}}{dt} = -\kappa \frac{d}{dt}(\ln(p)) \quad (43)$$

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace } \boldsymbol{\sigma} = -\frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (44)$$

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_o)}{2(1 + \nu)\kappa} (p) \exp(\varepsilon_{vol}^{el}) \quad (45)$$

Donde ε_{vol}^{el} son las deformaciones volumétricas elásticas y σ_{ii} son los esfuerzos a los que está sometido el elemento.

4.3. Parámetros de los materiales

Los modelos constitutivos usados en la simulación hacen uso de 2 parámetros para Drucker Prager y 2 parámetros para Porous elastic.

La lista de parámetros con sus respectivos valores se encuentra descrita en la Tabla 12. El material de la cimentación se consideró elástico y sus parámetros corresponden a los de un concreto convencional de 28 MPa.

Tabla 12. Parámetros usados en la modelación.

	Descripción	Unidad	Valor
Material Concreto			
Parámetros Elásticos (modelo lineal elástico)			
E	Módulo de Young	GPa	20
ν	Coefficiente de Poisson	[-]	0.24
ρ	Densidad	ton/m ³	2.4
Material relleno granular			
Parámetros Elásticos (modelo Porous elastic)			
κ	Módulo de Bulk logarítmico	[-]	0.003
V	Coefficiente de Poisson	[-]	0.3
Parámetros Mohr coulomb- Drucker Prager			
ϕ / β	Angulo de fricción	Grados	$\phi = 33, \beta = 43.5$
c' / d	Cohesión	kPa	0
Parámetros adicionales			
ρ	Densidad	ton/m ³	2
Material arcilla			
Parámetros Elásticos (modelo Porous elastic)			
κ	módulo de Bulk logarítmico	[-]	0.02
V	Coefficiente de Poisson	[-]	0.3
Parámetros Mohr coulomb- Drucker Prager			
ϕ / β	Angulo de fricción	Grados	$\phi = 24, \beta = 32$
c' / d	Cohesión	kPa	0
Parámetros adicionales			
ρ	Densidad	ton/m ³	1.7

4.4. Modelos Mohr-Coulomb para análisis convencional de capacidad portante

Para los análisis de capacidad portante última con métodos analíticos convencionales, se implementó la ecuación convencional de (Braja & Sobhan, 2013), y se utilizarán los parámetros presentados en la Tabla 14 y la Tabla 15.

Tabla 13. Parámetros del concreto para análisis de capacidad portante con métodos convencionales.

Concreto	
E (MPa)	20000
μ (-)	0.24

Tabla 14. Parámetros de la arcilla para análisis de capacidad portante con métodos convencionales.

Arcilla	
C' (kPa)	0
ϕ' (°)	22

Tabla 15. Parámetros de la arena para análisis de capacidad portante con métodos convencionales.

Arena	
C' (kPa)	0
ϕ' (°)	35

A partir de las características de la Arcilla de la Tabla 14 y el método de capacidad portante de (Braja & Sobhan, 2013), se calculó la capacidad portante última para este material considerando sus parámetros geomecánicos, una profundidad de desplante (D_f) de 1 metro, un peso específico de 17 kN/m^3 , un ancho de zapata (B) igual a 1m y una longitud infinita (zapata corrida). Los resultados de este cálculo se aprecian en la Tabla 16.

Tabla 16. Cálculo de capacidad portante última.

Capacidad portante última (q_u)	
B [m]	2
L [m]	∞
$\gamma \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$	17
D_f [m]	1
ϕ' [°]	22
c' [kPa]	0
N_c [-]	16.9
F_{cs} [-]	1

$F_{cd} [-]$	1.2
$F_{ci} [-]$	1
$N_q [-]$	7.8
$F_{qs} [-]$	1
$F_{qd} [-]$	1.16
$F_{qi} [-]$	1
$N_\gamma [-]$	7.1
$F_{\gamma s} [-]$	1
$F_{\gamma d} [-]$	1
$F_{\gamma i} [-]$	1

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (17 \frac{kN}{m^2})(7.8)(1)(1.16)(1) + (0.5)(17 \frac{kN}{m^3})(2 m)(7.1)(1)(1)(1)$$

$$q_u = 275.1 kPa$$

5. Desarrollo de modelo para estimación de capacidad portante de zapatas sobre rellenos granulares

En el presente capítulo se analizan los resultados del problema de valor de contorno con elementos finitos descrito en el capítulo anterior. El objetivo principal es proponer una relación que se ajuste a los resultados obtenidos con elementos finitos. Se analizará cuidadosamente el rango de aplicación de la relación propuesta en este capítulo. La estructura del capítulo es la siguiente: primero se introducen y definen cada una de las variables, posteriormente se calibra el modelo planteado para espesores de 1.0 m, 1.5 m, 2 m y finalmente bajo una constante universal para cualquier sobre ancho y cualquier espesor.

5.1. Introducción y definición de variables

La estrategia para la estimación de la capacidad portante de zapatas sobre rellenos granulares, será proponer una función de interpolación entre los siguientes estados:

- Capacidad portante última para zapata sobre suelo natural (sin relleno), véase Figura 20. La capacidad portante última para este problema se denota como q_{u1} .
- Capacidad portante última para zapata sobre relleno granular infinitamente ancho, véase Figura 22. La capacidad portante última para este problema se denota como q_{u2}

Nótese que para el segundo caso, la capacidad portante última q_{u2} está relacionada a una profundidad determinada del relleno granular. El valor de q_{u1} se determinó con elementos finitos y se obtuvo:

$$q_{u1} = 320 \text{ kPa}$$

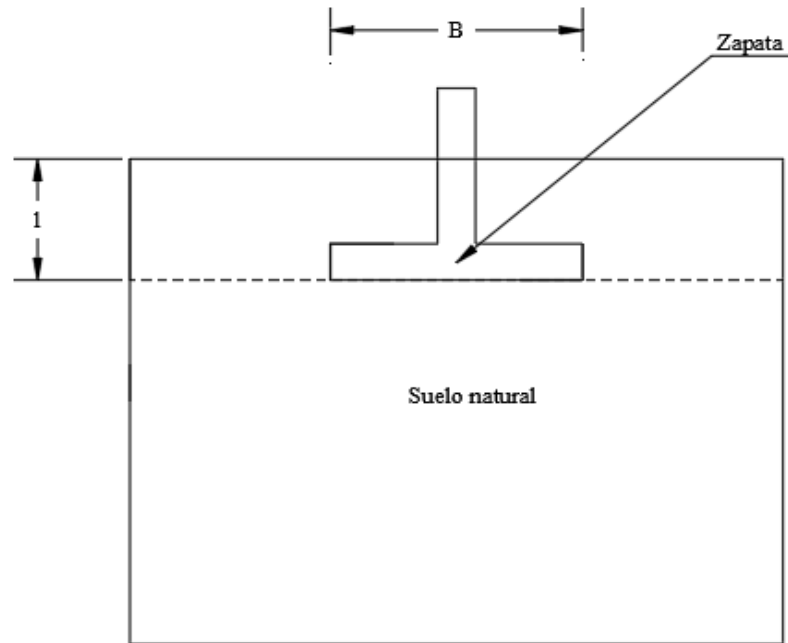


Figura 20. Geometría para la determinación de q_{u1} .

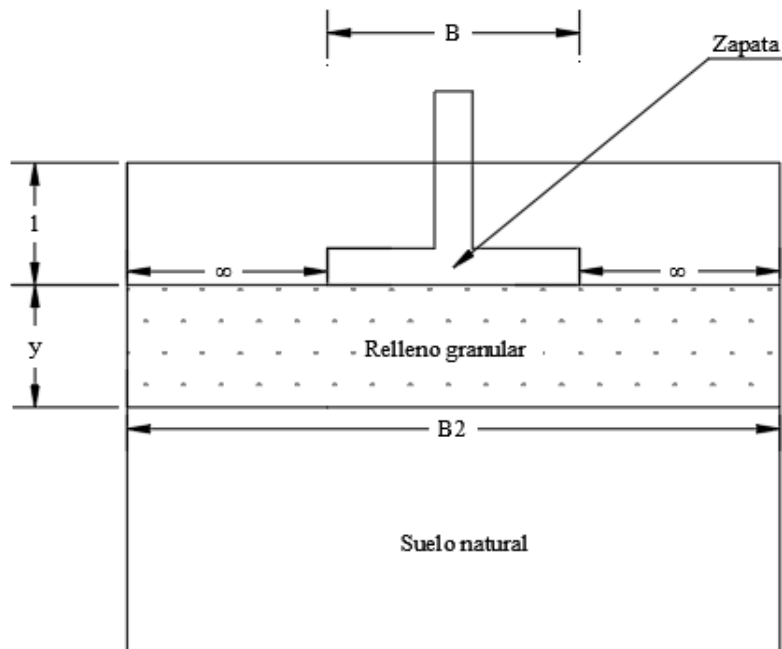


Figura 21. Geometría para la determinación de q_{u2} .

Se define el parámetro α como la relación entre estos dos valores de capacidad portante.

$$\alpha = \frac{q_{u2}}{q_{u1}} \quad (46)$$

La Figura 22 presenta las variables geométricas involucradas en el análisis, B es el ancho de la cimentación superficial, X representa el sobreancho del relleno granular, y es el espesor del relleno granular, y finalmente B2 hace referencia al ancho total del relleno granular.

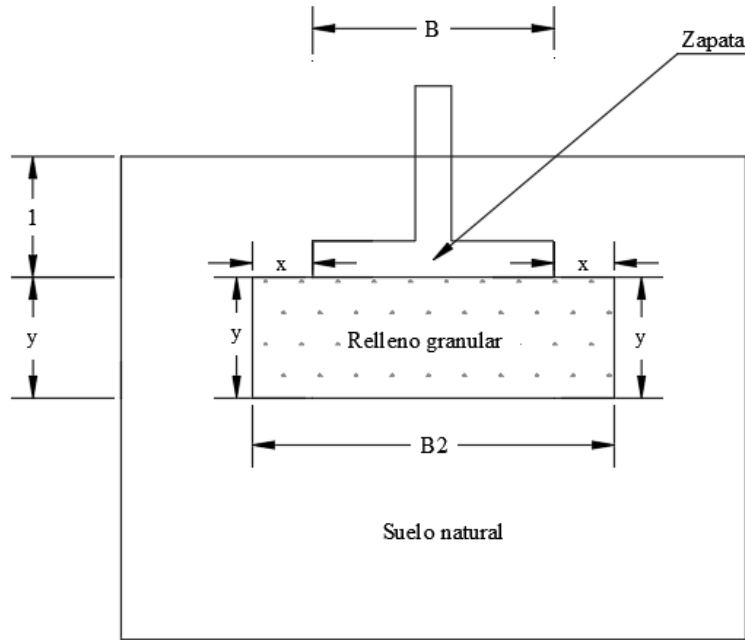


Figura 22. Geometría de la situación de análisis.

De manera general, la capacidad portante de una zapata sobre relleno granular con sobreancho “X” y espesor “y” se puede estimar con una ecuación de interpolación entre los estados a y b previamente mencionados. Sea q_u la capacidad portante que se desea estimar. Para el presente estudio, se propone la siguiente función de interpolación:

$$q_u = f \cdot q_{u1} \quad (47)$$

En donde f es una función de interpolación propuesta, la cual es definida como:

$$f = 1 + (1 - e^{-C_1 B_2})(\alpha - 1) \quad (48)$$

En donde C_1 es un parámetro de interpolación que se debe ajustar y $B_2 = B + 2X$ es el ancho del relleno granular. Esta ecuación tiene la particularidad de que cuando el espesor total del relleno B2 es infinito (q_{u2}), el factor $f = \alpha$ que corresponde a un suelo homogéneo bajo la cimentación superficial. Por otro lado, cuando B2 es igual a 0 (q_{u1}), el factor $f = 1$ que corresponde a un suelo homogéneo sin relleno. Estas condiciones de borde permiten que la

ecuación sea continua y válida para cualquier rango de valores de B_2 . El valor C_1 es una constante de validación del modelo.

5.2. Validación de la relación de capacidad portante de zapatas sobre relleno granular

Para los análisis, se consideró un ancho de cimentación (B) igual a 2m. La descripción del modelo de elementos finitos se encuentra en la sección 4. Los diferentes casos de análisis se presentan en la Tabla 17 y su esquematización se aprecia en la Figura 22.

Tabla 17. Casos de análisis para calibrar el modelo.

B(m)	B₂(m)	y (m)
2	2	0
2	2.6	0.3
2	3	0.5
2	4	1
2	30	14

Las Tabla 18, Tabla 19 y Tabla 20 muestran el resumen de los resultados obtenidos mediante las simulaciones de los problemas de valor de contorno con elementos finitos y el modelo Drucker-Prager anteriormente descrito en la sección 4. En estos se puede evidenciar que la capacidad portante es bastante sensible al espesor del relleno granular (y), pero es poco sensible al aumento del sobre ancho (X), ya que para valores de sobrecargas de hasta un 1 metro, la variación de la capacidad portante última es pequeña.

Tabla 18. Resultados de los problemas de valor de contorno con elementos finitos (Espesor = 1 m).

B (m)	y (m)	B₂ (m)	X (m)	q_u (kPa)
2	1	2	0	420
2	1	2.6	0.3	440
2	1	3	0.5	444
2	1	4	1	446
2	1	30	14	520

Tabla 19. Resultados de los problemas de valor de contorno con elementos finitos (Espesor = 1.5 m).

B (m)	y (m)	B2 (m)	X (m)	q_u (kPa)
2	1.5	2	0	470
2	1.5	2.6	0.3	500
2	1.5	3	0.5	506
2	1.5	4	1	510
2	1.5	30	14	620

Tabla 20. Resultados de los problemas de valor de contorno con elementos finitos (Espesor =2 m).

B (m)	y (m)	B2 (m)	X (m)	q_u (kPa)
2	2	2	0	500
2	2	2.6	0.3	540
2	2	3	0.5	560
2	2	4	1	584
2	2	30	14	760

Para calibrar el modelo, se asume inicialmente un valor de C_1 , con este valor se calcula un q_u mediante la ecuación propuesta y se calcula un residuo (e) como la diferencia entre el resultado obtenido en FEM y el obtenido en la ecuación propuesta:

$$e_i = q_{ui-ec} - q_{ui-FEM} \quad (49)$$

Posteriormente, los residuos son elevados al cuadrado para considerar su magnitud y no su signo y se suman todos los residuos al cuadrado. A esto se le realiza un proceso de minimización de los residuos al cuadrado cambiando los valores de C_1 , de esta manera se obtiene el mejor valor de C_1 para cada espesor que obtiene así una mejor solución para la ecuación planteada. A continuación, se presentarán los resultados de cada modelo realizados para cada profundidad (1 m, 1.5m y 2m) y cada uno de estos calibrados de 2 formas distintas, la primera teniendo en cuenta los espesores solo hasta 1 metro de sobre ancho que corresponde al máximo valor posiblemente utilizado en construcción, y el segundo modelo con sobre anchos iguales al modelo de simulación en Elemento Finitos que corresponde a un sobre ancho de 14 metros.

5.2.1. Calibración del modelo para espesor de 1 m:

En primera medida se procede a calcular el parámetro α que relaciona la capacidad portante con relleno de ancho infinito y el suelo homogéneo sin relleno:

$$\alpha = \frac{q_{u2}}{q_{u1}} = \frac{520 \text{ kPa}}{320 \text{ kPa}} = 1.625$$

Tabla 21. Calibración de la ecuación para espesor (y) = 1 m.

B2 [m]	f [-]	q _{ajustado} [kPa]	q _{FEM} [kPa]	e [kPa]	e ² [kPa ²]
2	1.29	413.2	420	6.8	46.1
2.6	1.35	431.5	440	8.5	71.7
3	1.38	442.0	444	2.0	4.1
4	1.45	463.0	446	-17.0	288.3
30	1.62	520.0	520	0.0	0.0
Total					410

Estos errores al cuadrado y se minimizan, variando el valor de la constante de calibración C_1 . Al realizar esto se obtiene:

$$C_1 = 0.3137$$

Para ver que tan bien ajusta el modelo, se introduce el coeficiente de determinación, el cual mide que tanto ajusta el modelo el conjunto de datos, este parámetro va de 0 a 1, y entre mayor sea dice que el modelo explica mejor los datos.

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 - \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (50)$$

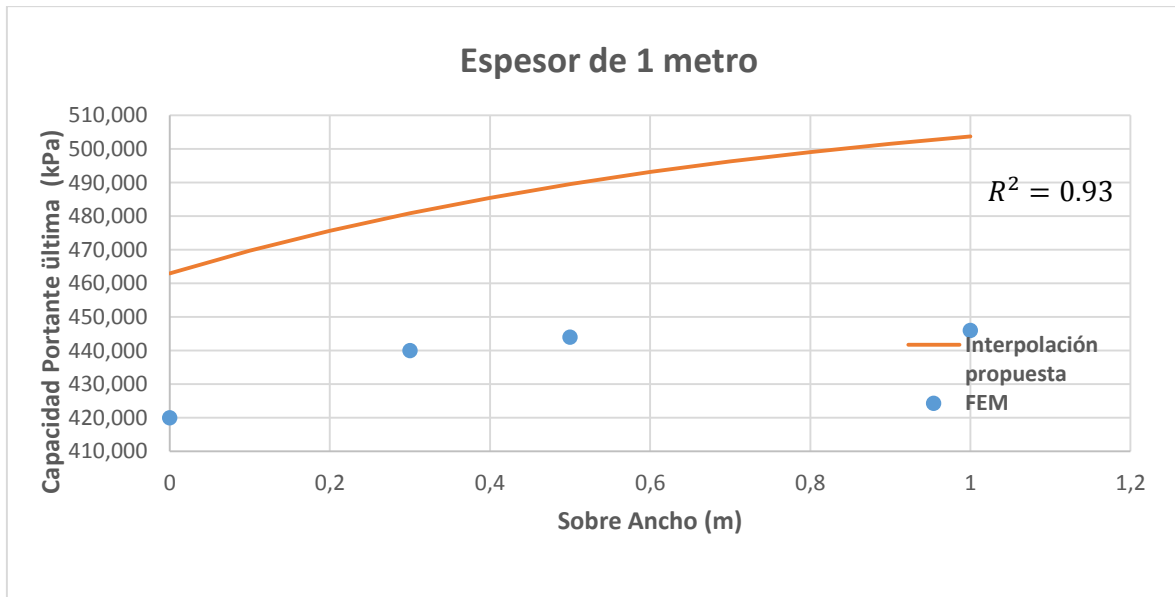


Figura 23. Variación de la capacidad portante con el sobreancho para un espesor de 1 metro.

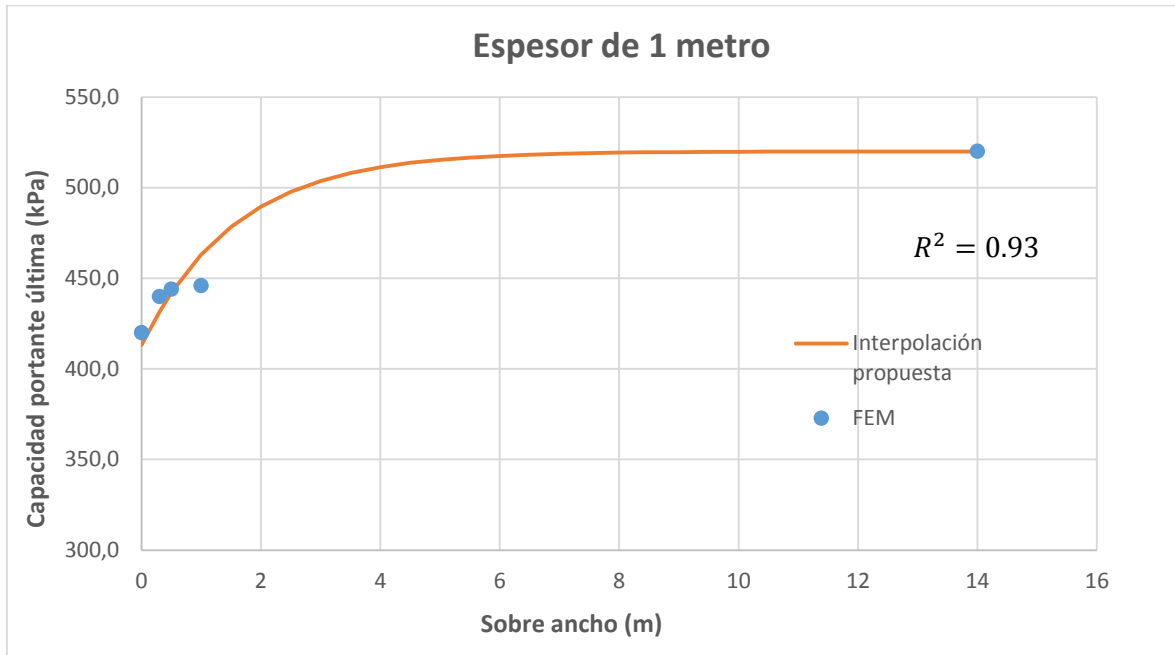


Figura 24. Variación de la capacidad portante con el sobreancho para un espesor de 1 metro.

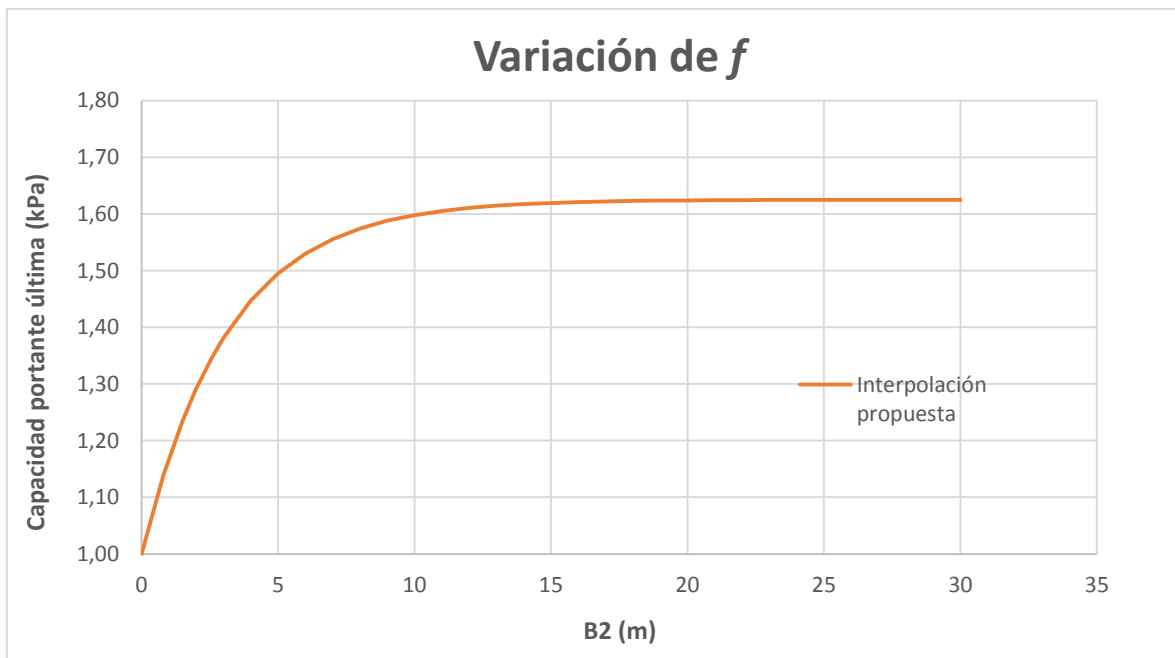


Figura 25. Variación de f para un espesor de 1 metro y distintos valores de B_2 .

A partir de los resultados obtenidos en las Figura 24 y Figura 25, se evidencia que el modelo propuesto para un espesor (y) de 1m ajusta bastante bien los datos y posee un coeficiente de determinación de 0.93, el cual es bastante alto. Además, se resalta que el modelo es continuo, es decir, que es válido para cualquier valor posible $(0, \infty)$.

5.2.2. Calibración del modelo para espesor de 1.5 m:

En primera medida se procede a calcular el parámetro α que relaciona la capacidad portante con relleno de ancho infinito y el suelo homogéneo sin relleno:

$$\alpha = \frac{q_{u2}}{q_{u1}} = \frac{620 \text{ kPa}}{320 \text{ kPa}} = 1.9375$$

Se repite un proceso análogo al de la calibración para espesor (y) de 1 m y se obtienen los resultados presentados en la Tabla 22.

Tabla 22. Calibración de la ecuación para espesor = 1.5 m.

B2 [m]	f [-]	q _{ajustado} [kPa]	q _{FEM} [kPa]	e [kPa]	e ² [kPa ²]
2	1.44	460.1	470	9.9	98.8
2.6	1.52	487.6	500	12.4	154.6
3	1.57	503.2	506	2.8	7.7
4	1.67	534.7	510	-24.7	611.7
30	1.94	620.0	620	0.0	0.0
Total					873

$$C_1 = 0.3145$$

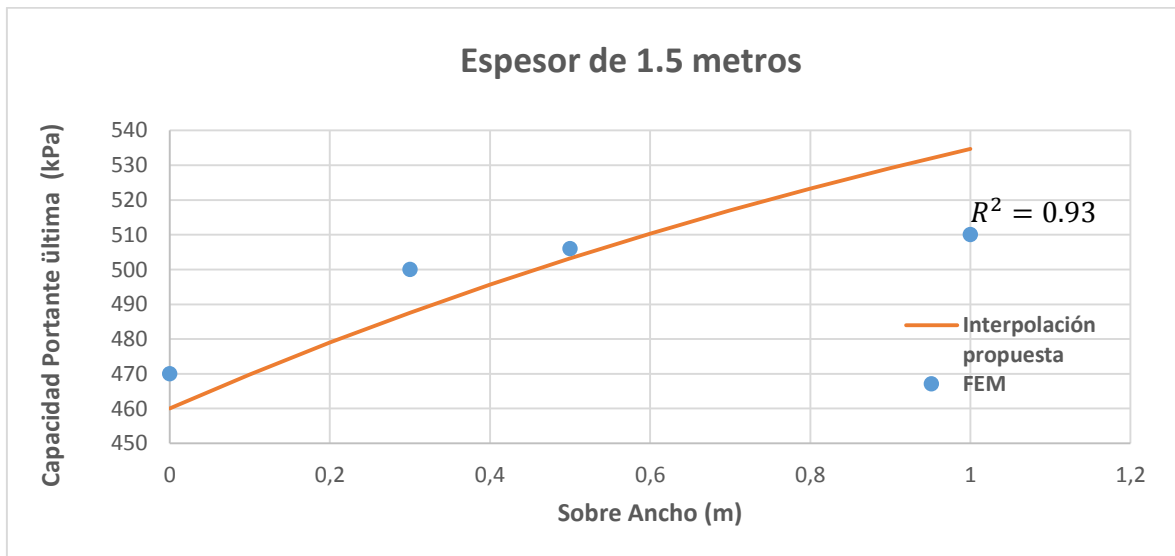


Figura 26. Variación de la capacidad portante con el sobreancho para un espesor de 1.5 metros.

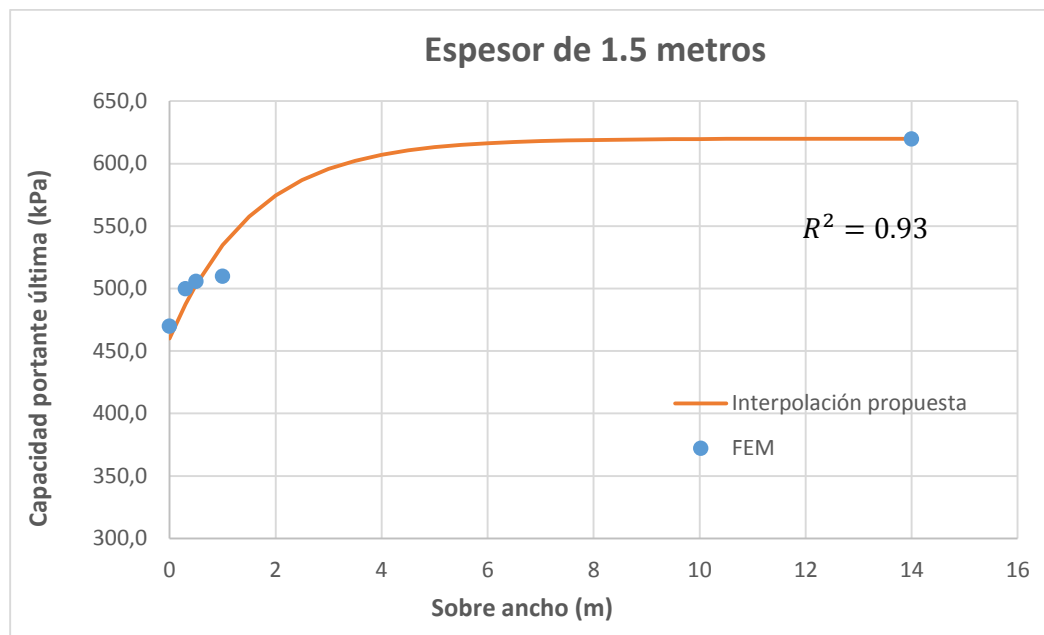


Figura 27. Variación de la capacidad portante con el sobreancho para un espesor de 1.5 metros.

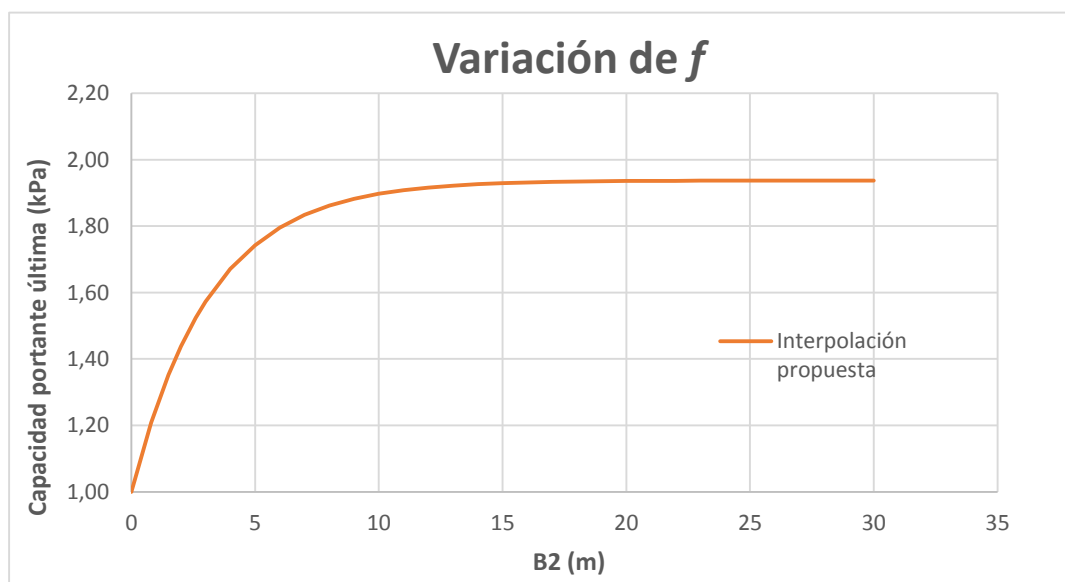


Figura 28. Variación de f para un espesor de 1.5 metros y distintos valores de B_2 .

A partir de los resultados obtenidos en las Figura 26 y Figura 27, se evidencia que el modelo propuesto para un espesor (y) de 1.5 m ajusta bastante bien los datos y posee un coeficiente de determinación de 0.93, el cual es bastante alto. Además, se resalta que el modelo es continuo, es decir, que es válido para cualquier valor posible $(0, \infty)$. Los resultados obtenidos

del parámetro de calibración y coeficiente de determinación son bastante similares a los obtenidos para el espesor de 1 m.

5.2.3. Calibración del modelo para espesor de 2 m:

En primera medida se procede a calcular el parámetro α que relaciona la capacidad portante con relleno de ancho infinito y el suelo homogéneo sin relleno:

$$\alpha = \frac{q_{u2}}{q_{u1}} = \frac{760 \text{ kPa}}{320 \text{ kPa}} = 2.375$$

Se repite un proceso análogo al de la calibración para espesor (y) de 1 m y 1.5 m y se obtienen los resultados presentados en la Tabla 23.

Tabla 23. Calibración de la ecuación para espesor = 2 m.

B2 [m]	f [-]	qajustado [kPa]	qFEM [kPa]	e [kPa]	e² [kPa²]
2	1.55	495.1	500	4.9	24
2.6	1.66	532.5	540	7.5	57
3	1.73	554.4	560	5.6	31
4	1.88	600.5	584	-16.5	271
30	2.37	760	760	0.0	0.0
Total					384

$$C_1 = 0.2536$$

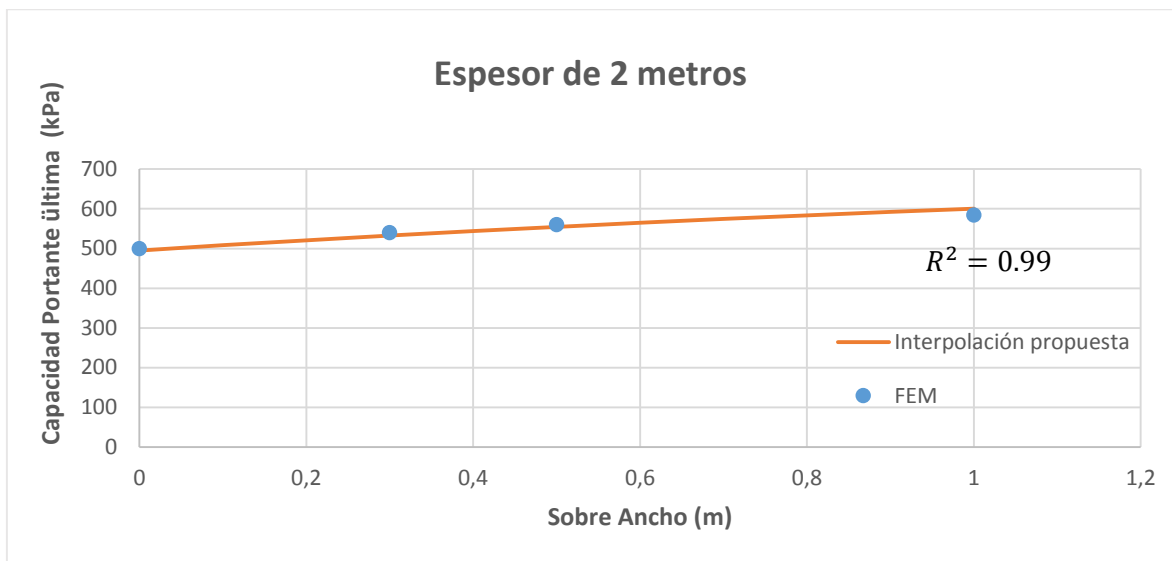


Figura 29. Variación de la capacidad portante con el sobreancho para un espesor de 2 metros.

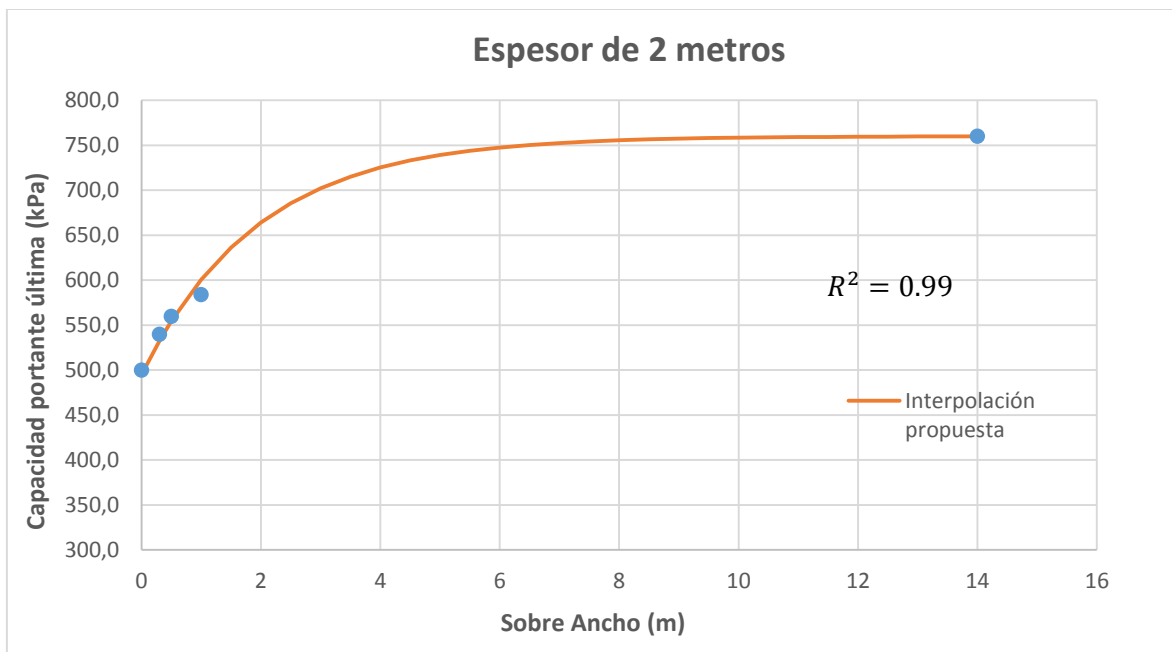


Figura 30. Variación de la capacidad portante con el sobreancho para un espesor de 2 metros.

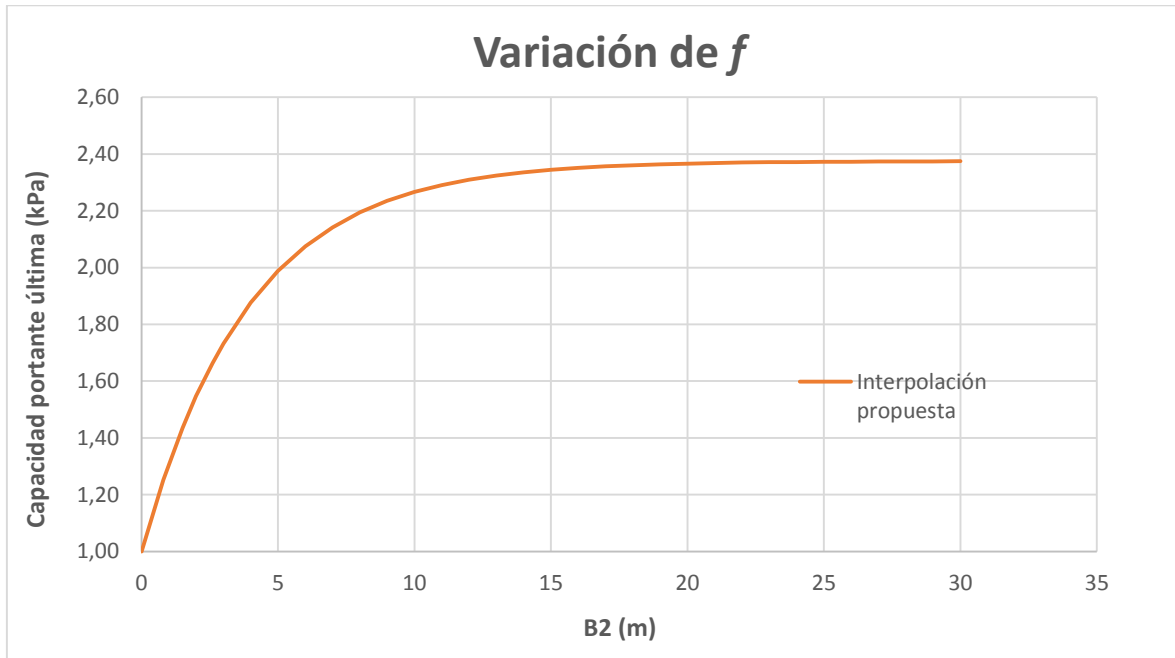


Figura 31. Variación de f para un espesor de 2 metros y distintos valores de B_2 .

A partir de los resultados obtenidos en las Figura 29 y Figura 30, se evidencia que el modelo propuesto para un espesor (y) de 2 m ajusta bastante bien los datos y posee un coeficiente de determinación de 0.99, el cual es muy alto. Además, se resalta que el modelo es continuo, es decir, que es válido para cualquier valor posible $(0, \infty)$. Este es el modelo que mejor ajusta los datos de elementos finitos.

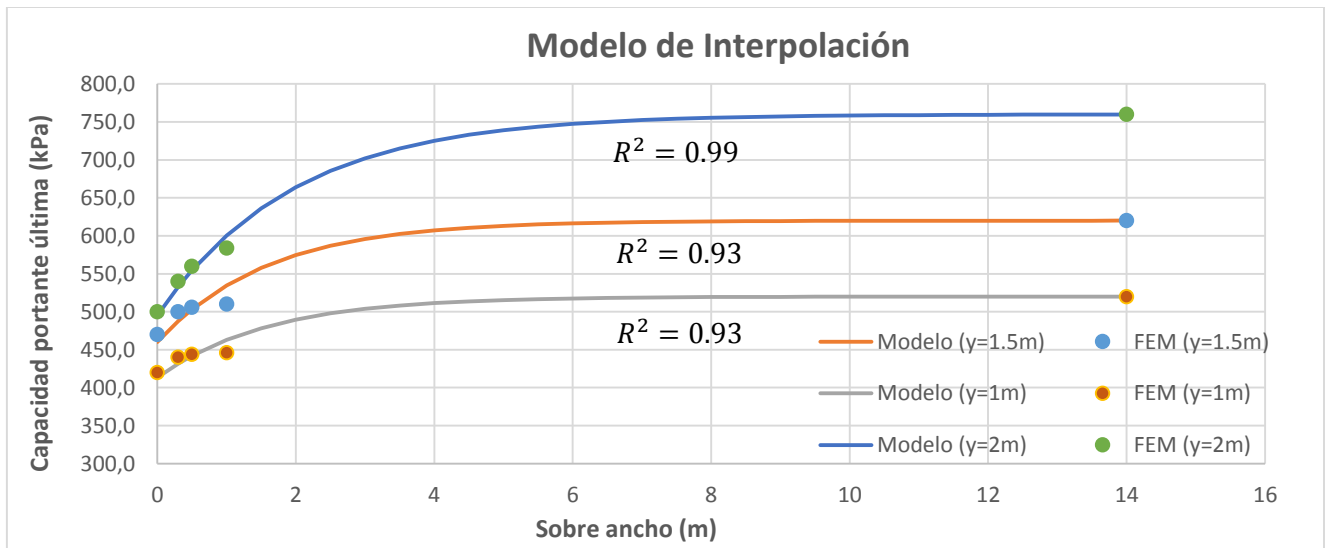


Figura 32. Capacidad portante última para distintos valores de B_2 y de constantes de calibración.

5.2.4. Determinación de una constante universal C_1

Se realizó un proceso análogo al que se hizo para calibrar las diferentes constantes de calibración según el espesor, pero ahora se pretende implementar solo una constante de calibración, para esta condición, se minimizó el cuadrado de los errores teniendo en cuenta los resultados para los diversos espesores (1 m, 1.5 m y 2 m). Al realizar este proceso se obtuvo:

$$C_1 = 0.2765$$

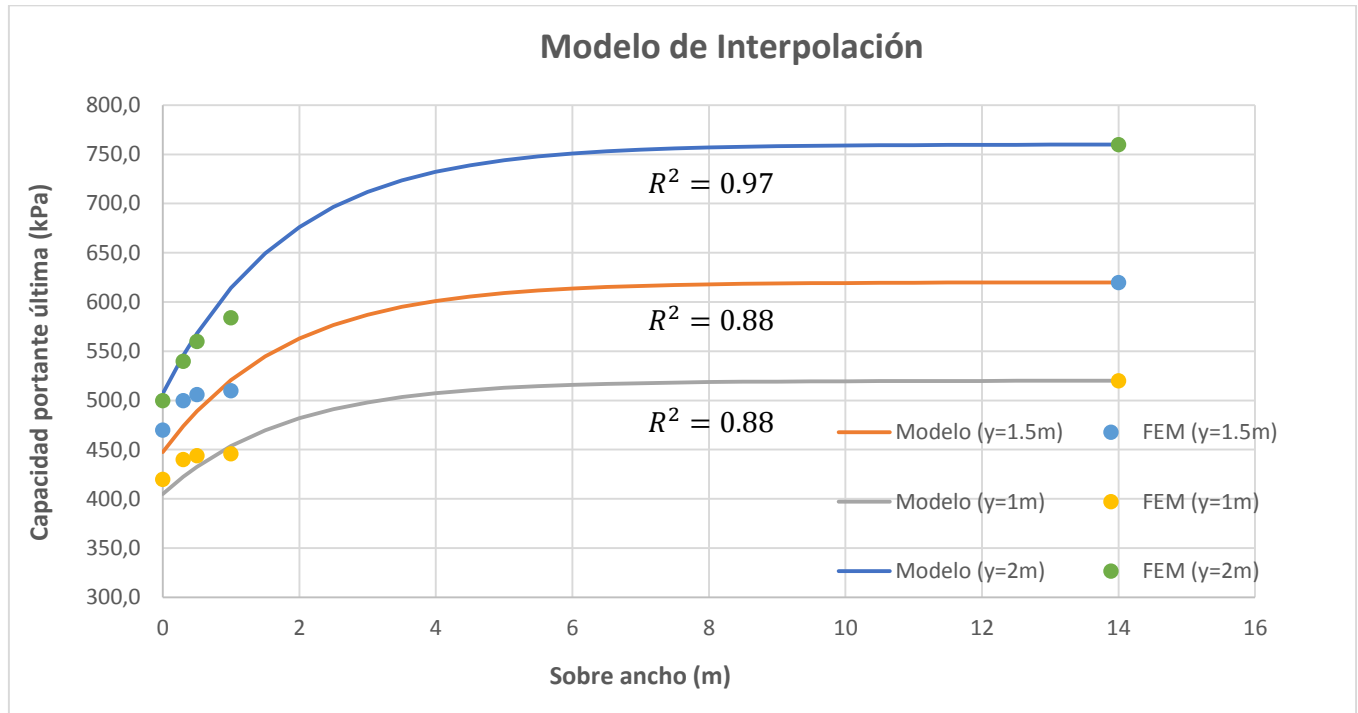


Figura 33. Capacidad portante última para distintos valores de B2 y una constante de calibración universal.

A partir de la Figura 33, se puede ver que al tener una constante universal C_1 , el coeficiente de terminación para cada una de las curvas disminuye ligeramente. Sin embargo, el autor considera que aún siguen siendo muy buenas estimaciones y para fines prácticos resulta más relevante tener una sola constante que ayude a explicar el efecto del relleno granular.

5.3. Análisis de capacidad portante con el software comercial “Zapata” de GEO5

El software comercial Zapata o “Spread Footing” en su versión en inglés, hace parte del grupo de programas ofrecidos por el fabricante de software GEO5, considerada como uno de los líderes en el desarrollo de software geotécnico por su amplio número de usuarios a nivel internacional. Entre las ventajas que tiene el software Spread Footing es su practicidad y su sencilla interfaz gráfica. Este software tiene un módulo el cual evalúa la capacidad portante de cimentaciones para suelos heterogéneos. Además, permite la adición de rellenos granulares como los investigados en este documento, por lo cual se hace conveniente analizar el mecanismo de cálculo del software y concluir si es o no una buena metodología de cálculo. En primer lugar, el software define que la geometría de la superficie de falla bajo una capacidad portante superficial es aquella propuesta por (Prandtl, 1920), la cual se aprecia en la Figura 34.

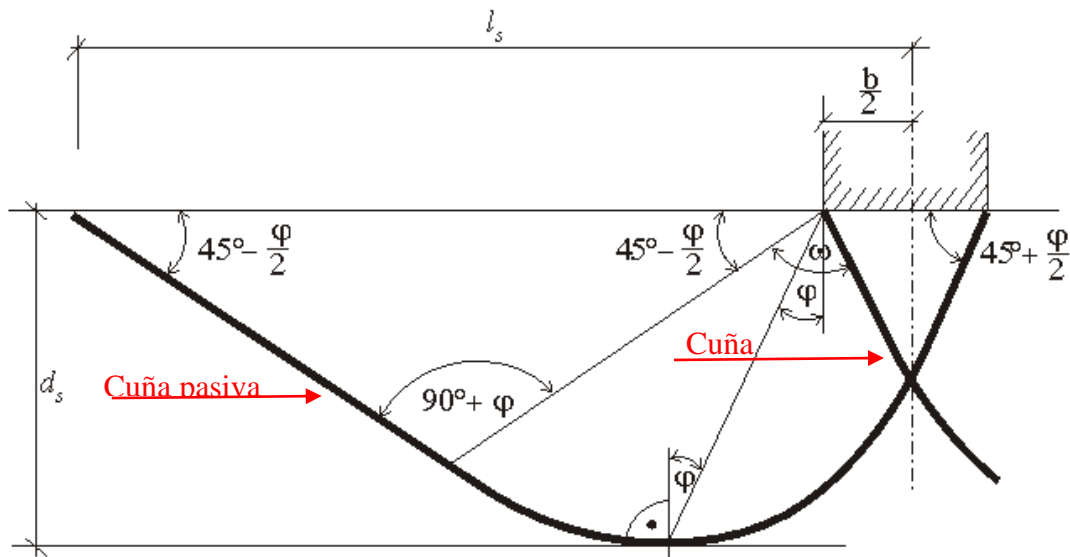


Figura 34. Superficie de falla propuesta por (Prandtl, 1920).

Debido a que en esta superficie está compuesta de varias porciones con distintas geometrías, entre ellas una cuña activa, una cuña pasiva, y la unión entre las dos por medio de una espiral logarítmica, se la determinación de la porción de la superficie de falla que atraviesa el relleno granular con relación a la longitud total de la superficie de falla. El software Spread footing-GEO5 solo considera la superficie de falla externa para este propósito. Esto se puede apreciar gráficamente en la Figura 38.

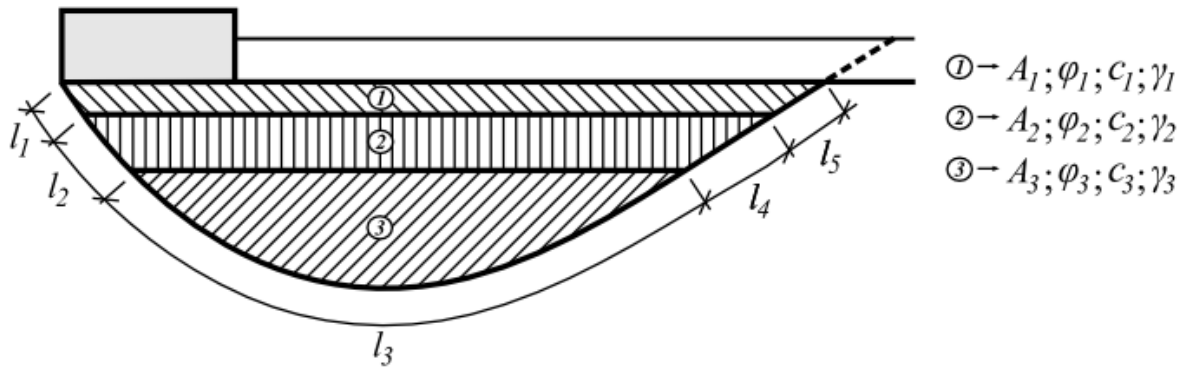


Figura 35. Homogenización de materiales (GEO5, 2017).

Por tanto, las ecuaciones propuestas para realizar la homogenización del material y poder resolverse mediante métodos analíticos convencionales es la siguiente:

$$\varphi = \frac{\varphi_1(l_1 + l_5) + \varphi_2(l_2 + l_4) + \varphi_3 l_3}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (51)$$

$$c = \frac{c_1(l_1 + l_5) + c_2(l_2 + l_4) + c_3 l_3}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (52)$$

$$\gamma = \frac{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 + \gamma_3 A_3}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (53)$$

En primera medida, se calculó el valor de la capacidad portante última para el suelo homogéneo (solamente la arcilla), con lo cual se obtuvo un valor de:

$$q_{u1} = 211.7 \text{ kPa}$$

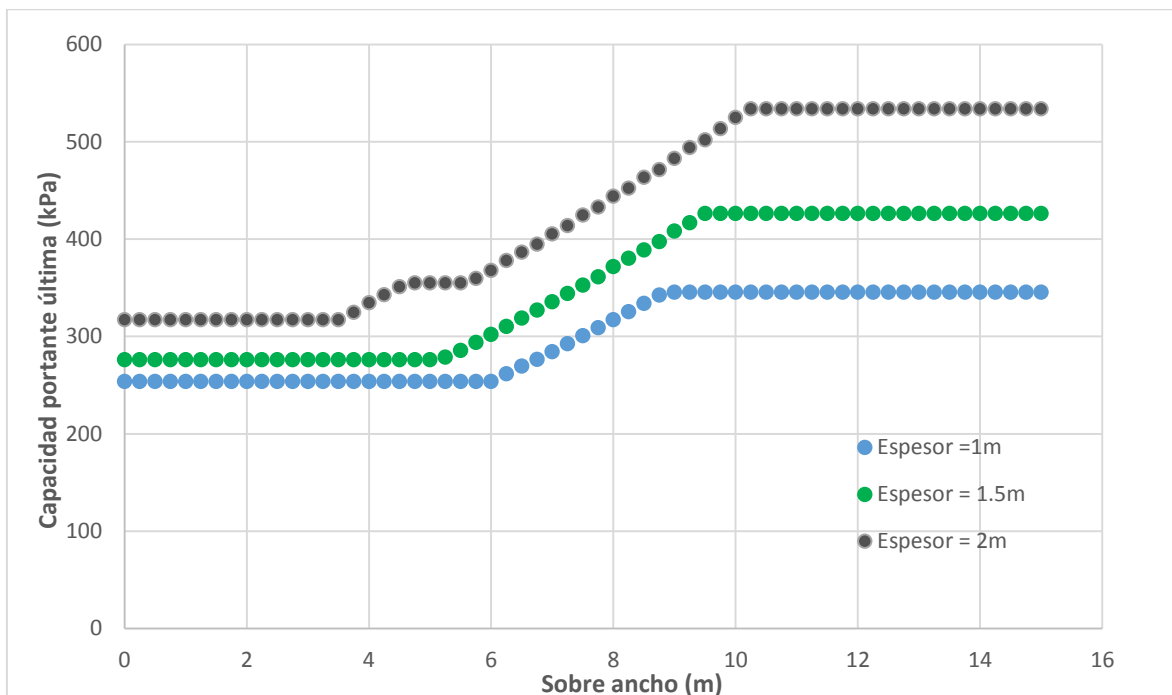


Figura 36. Resultados del software Zapata de la capacidad portante última para el problema de análisis y diferentes espesores de relleno granular.

Los resultados de la Figura 36 muestran que la capacidad portante última según el método de ponderación de parámetros del software Spread Footing-GEO5 tiene un comportamiento inusual: la capacidad portante última se mantiene constante durante los primeros 5 m de sobreancho, y luego incrementa a su valor final hasta los aproximadamente 10 m de sobreancho. El primer valor que mantiene la capacidad portante constante hasta unos 5 m de sobreancho, se explica con el valor encontrado para aquellos parámetros geomecánicos ponderados considerando la superficie de falla que atraviesa el relleno granular en la porción de cuña activa. A partir de ese punto, un mayor sobreancho no incrementa significativamente la longitud de la superficie de falla dentro del relleno granular, hasta tocar la cuña pasiva a unos 5 m aproximadamente de sobreancho. Estos resultados arrojados por Spread Footing-GEO5 es un problema debido a que se está asumiendo que el comportamiento de la cuña de falla solo depende del ángulo de fricción interna y no de la rigidez de los materiales, lo cual puede conllevar a subestimaciones de la capacidad portante del material. Los resultados con elementos finitos muestran un comportamiento totalmente distinto.

Tabla 24. Resultados del software Zapata para la capacidad portante última ante distintos sobreanchos de relleno granular.

Capacidad portante última (kPa)			
Sobre ancho X [m]	y	y = 1.5[m]	y
0	253.88	276.2	317.4
0.25	253.88	276.2	317.4

0.5	253.88	276.2	317.4
0.75	253.88	276.2	317.4
1	253.88	276.2	317.4
1.25	253.88	276.2	317.4
1.5	253.88	276.2	317.4
1.75	253.88	276.2	317.4
2	253.88	276.2	317.4
2.25	253.88	276.2	317.4
2.5	253.88	276.2	317.4
2.75	253.88	276.2	317.4
3	253.88	276.2	317.4
3.25	253.88	276.2	317.4
3.5	253.88	276.2	317.4
3.75	253.88	276.2	324.89
4	253.88	276.2	334.77
4.25	253.88	276.2	343.01
4.5	253.88	276.2	351.27
4.75	253.88	276.2	355.14
5	253.88	276.2	355.14
5.25	253.88	278.85	355.14
5.5	253.88	285.75	355.14
5.75	253.88	293.91	359.54
6	253.88	302.15	367.8
6.25	261.56	310.45	378.22
6.5	269.49	318.8	386.54
6.75	276.33	327.21	394.84
7	284.37	335.66	405.54
7.25	292.5	344.15	413.84
7.5	300.69	352.66	424.73
7.75	308.95	361.18	433.01
8	317.27	371.71	444.05
8.25	325.63	380.33	452.27
8.5	334.04	388.93	463.45
8.75	342.47	397.52	471.57
9	345.65	408.43	482.85
9.25	345.65	417.04	494.23
9.5	345.65	426.34	502.19
9.75	345.65	426.34	513.63
10	345.65	426.34	525.15
10.25	345.65	426.34	533.8
10.5	345.65	426.34	533.8

10.75	345.65	426.34	533.8
11	345.65	426.34	533.8
11.25	345.65	426.34	533.8
11.5	345.65	426.34	533.8
11.75	345.65	426.34	533.8
12	345.65	426.34	533.8
12.25	345.65	426.34	533.8
12.5	345.65	426.34	533.8
12.75	345.65	426.34	533.8
13	345.65	426.34	533.8
13.25	345.65	426.34	533.8
13.5	345.65	426.34	533.8
13.75	345.65	426.34	533.8
14	345.65	426.34	533.8
14.25	345.65	426.34	533.8
14.5	345.65	426.34	533.8
14.75	345.65	426.34	533.8
15	345.65	426.34	533.8
∞	345.65	426.34	533.8

6. Conclusiones y recomendaciones

En este estudio, se evaluó la capacidad portante última de arcillas normalmente consolidadas, mejoradas con rellenos granulares. Los análisis se realizaron bajo condiciones drenadas y distintas geometrías de análisis tanto para métodos analíticos convencionales como para métodos numéricos con elementos finitos.

La relación propuesta permite estimar la capacidad portante última a partir de las propiedades geomecánicas del suelo existente, las del material de relleno granular, el ancho de la zapata (B), el sobre ancho del relleno granular (X), y el espesor del relleno granular (Y).

Los resultados obtenidos con elementos finitos y la relación propuesta indican que la capacidad portante última es muy sensible al espesor del relleno granular, pero es poco variable a las condiciones de sobre ancho. A partir de sobreanchos mayores o iguales a 4 metros, el material de relleno granular se comporta como un estrato homogéneo de suelo por debajo de las zapatas.

Los coeficientes de determinación de los modelos de interpolación para 1.0 m, 1.5 m y 2 m fueron 0.87, 0.9 y 0.98 respectivamente, lo cual indica que el modelo propuesta ajusta bastante bien los resultados obtenidos por elementos finitos con un modelo de material Drucker-Prager.

Se proponen curvas para el factor f , el cual al multiplicarse por la capacidad portante última obtenida por alguno de los métodos analíticos convencionales, genera la capacidad portante última del suelo mejorado. Las curvas de f fueron propuestas para un mismo coeficiente de calibración para todos los espesores y para un coeficiente de calibración distinto para cada espesor, se recomienda utilizar esta última forma que genera resultados más exactos.

Se estudió el mecanismo de cálculo del software Zapata con el método de ponderación de parámetros. Estos se ponderan de acuerdo a la porción de la longitud de la superficie de falla que atraviesa el material de relleno. Para el caso de los rellenos granulares por debajo de zapatas, esta estimación no es muy apropiada, puesto que se requiere un sobreancho demasiado grande para que el relleno llegue a tocar la cuña de falla en su porción semi-logarítmica. Los resultados obtenidos con elementos finitos no están acorde a este método y por lo tanto no se recomienda para fines de análisis.

Finalmente, la implementación de este tipo de modelos ayuda a poder obtener valores de capacidad portante última para la interacción suelo natural – relleno granular de una forma sencilla, e implementando solo ecuaciones analíticas, con esto se pueden tener buenas estimaciones sin la necesidad de utilizar un software sofisticado.

7. Anexos

A continuación se presentan la toma de pantalla de los resultados obtenidos mediante ABAQUS con los modelos Drucker-Prager para los diferentes sobre anchos y espesores de material. Las modelaciones se realizaron bajo condiciones de simetría, Ancho de la zapata ($B=2\text{m}$), pero como se simula la mitad $B/2 = 1\text{m}$.

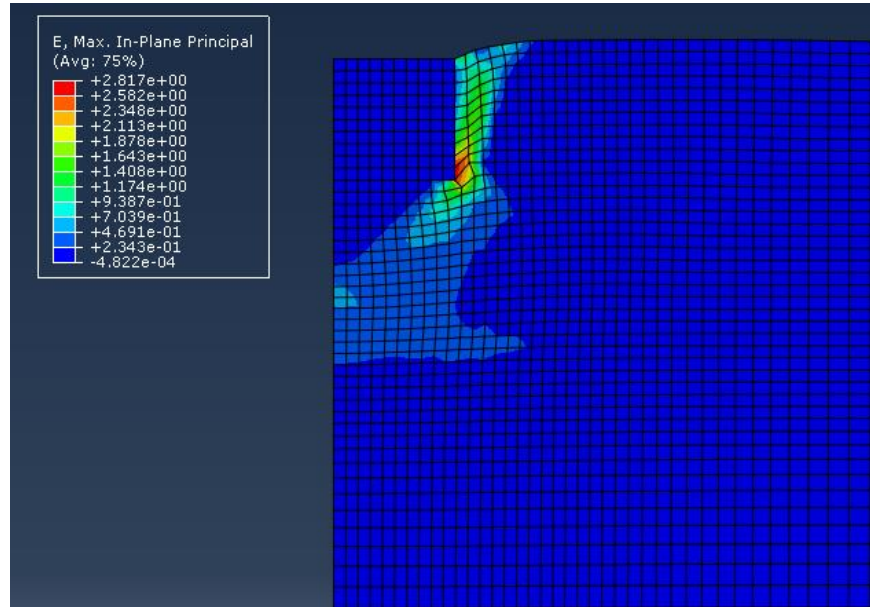


Figura 37. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación sin relleno (solo la arcilla) bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

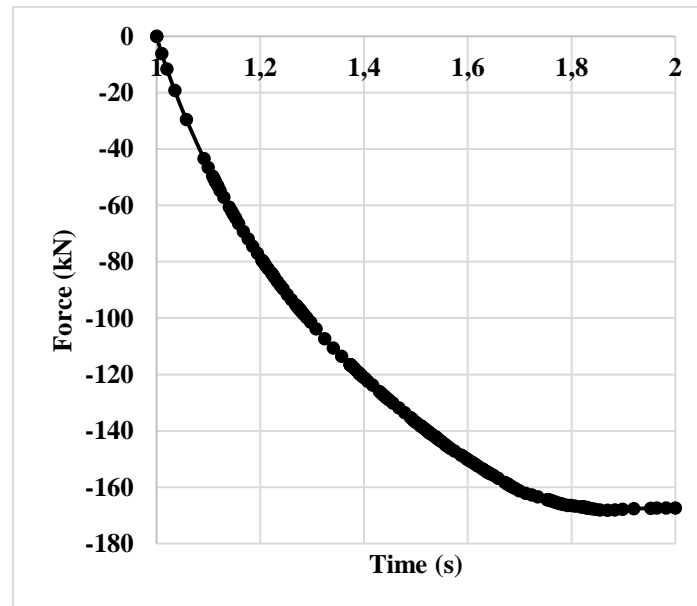


Figura 38. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación sin relleno (solo la arcilla) bajo condiciones plane strain y simetría en el centro de la zapata.

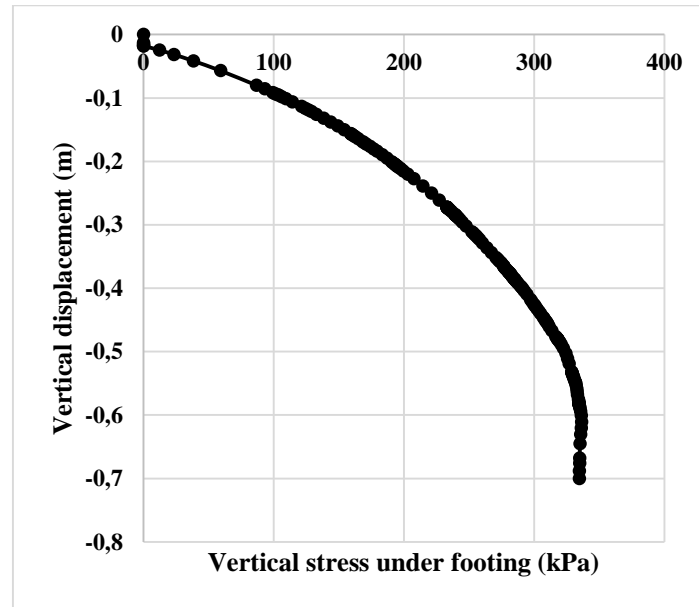


Figura 39. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación sin relleno (solo la arcilla) bajo condiciones plane strain y simetría en el centro de la zapata.

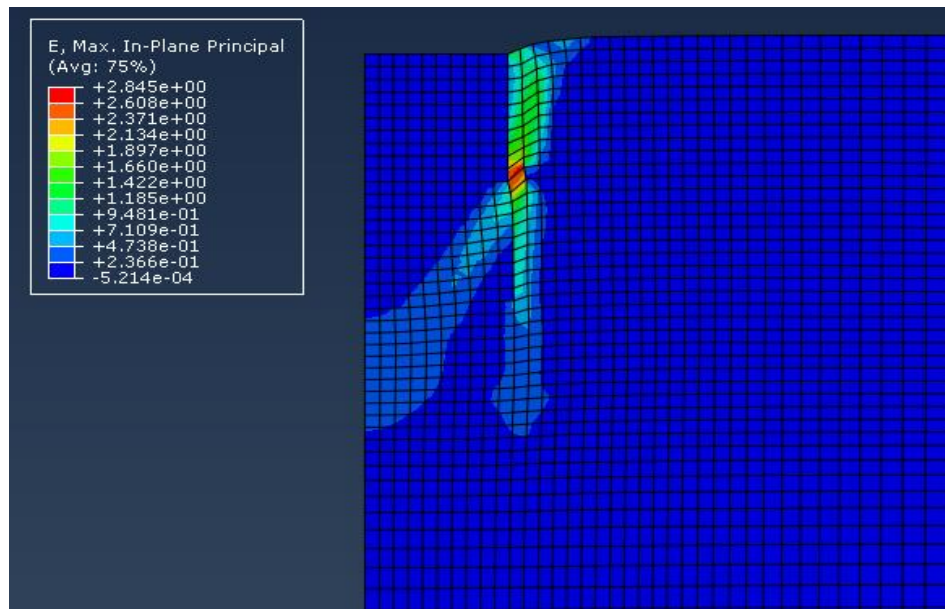


Figura 40. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación sin sobrecarga (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

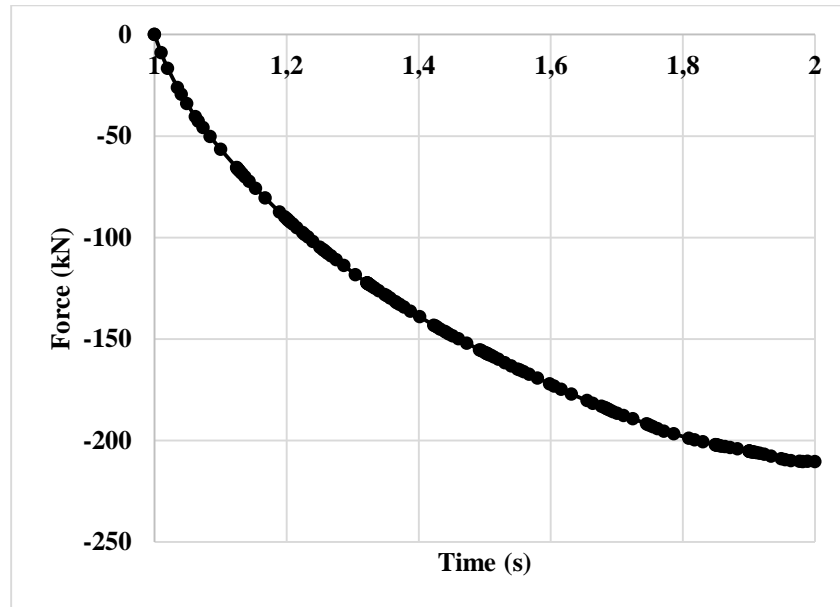


Figura 41. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación sin sobreancho (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

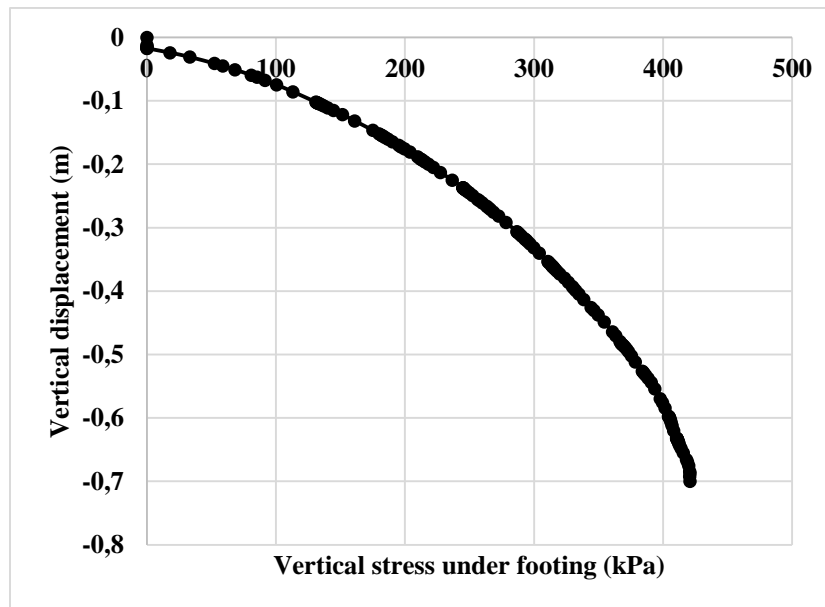


Figura 42. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación sin sobreancho (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

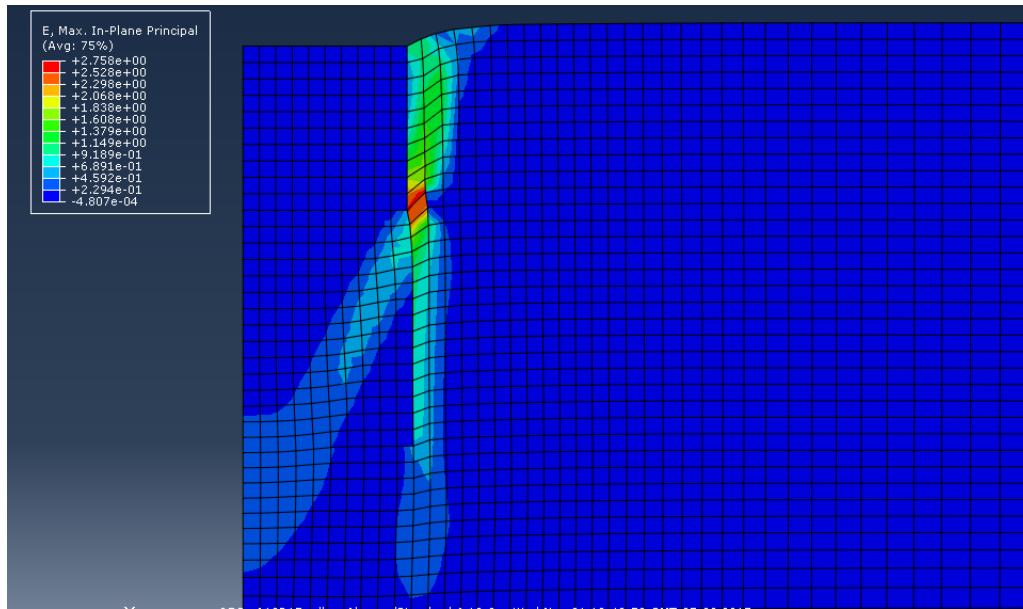


Figura 43. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación sin sobreancho (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

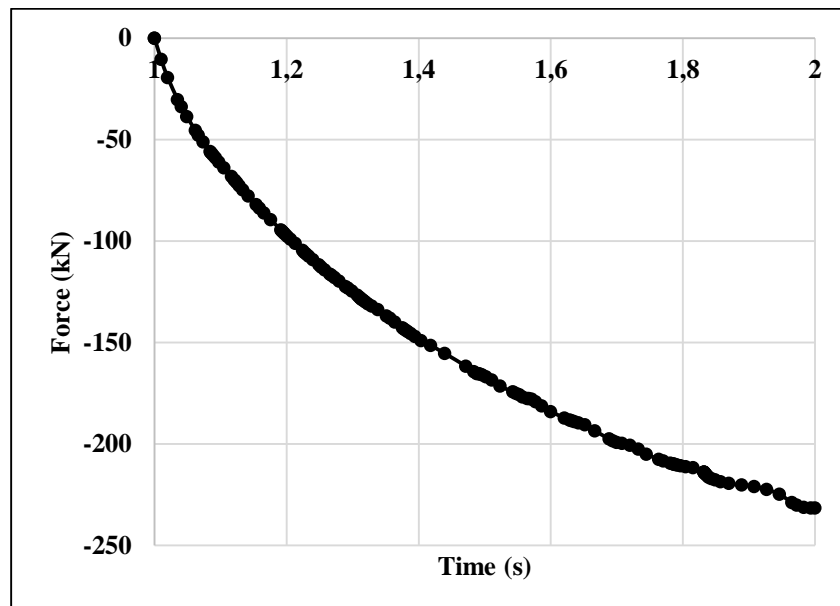


Figura 44. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación sin sobreancho (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

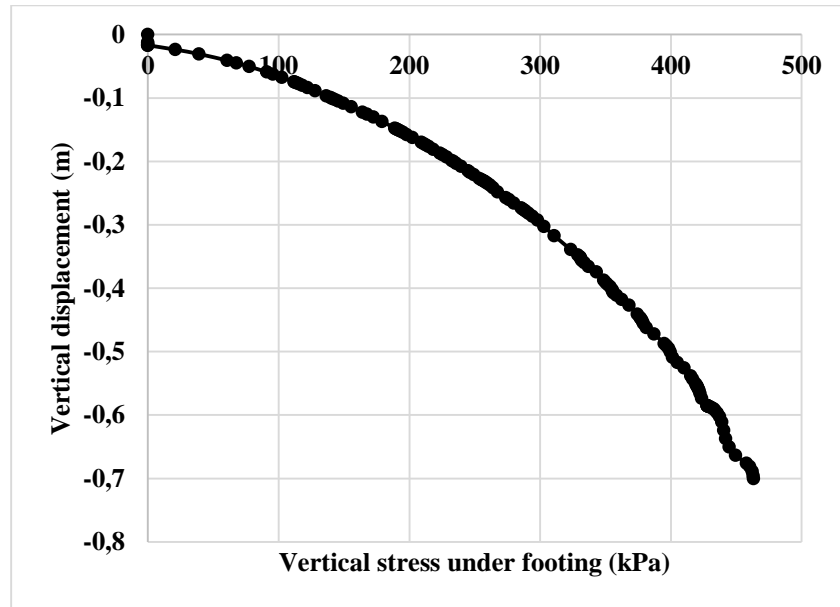


Figura 45. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación sin sobreancho (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

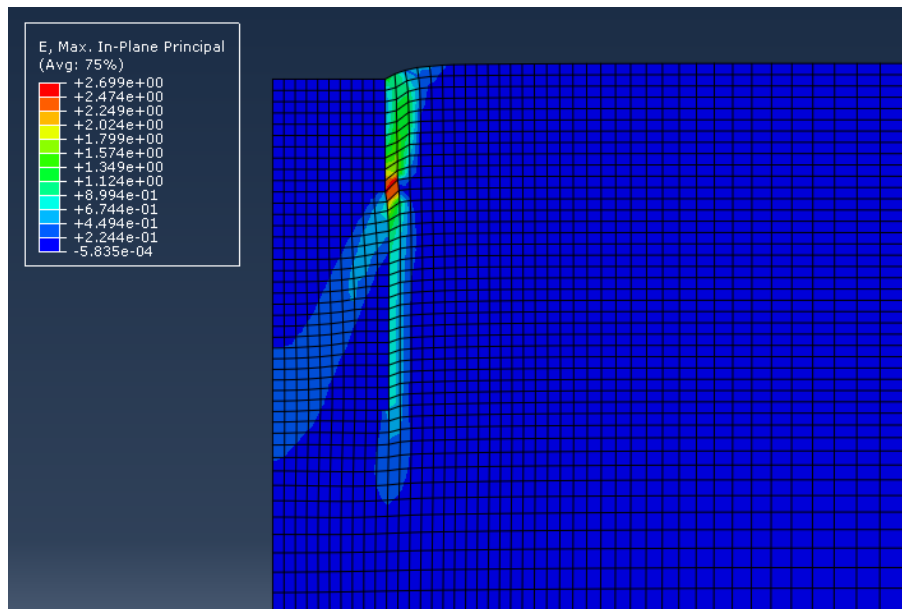


Figura 46. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación sin sobreancho (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

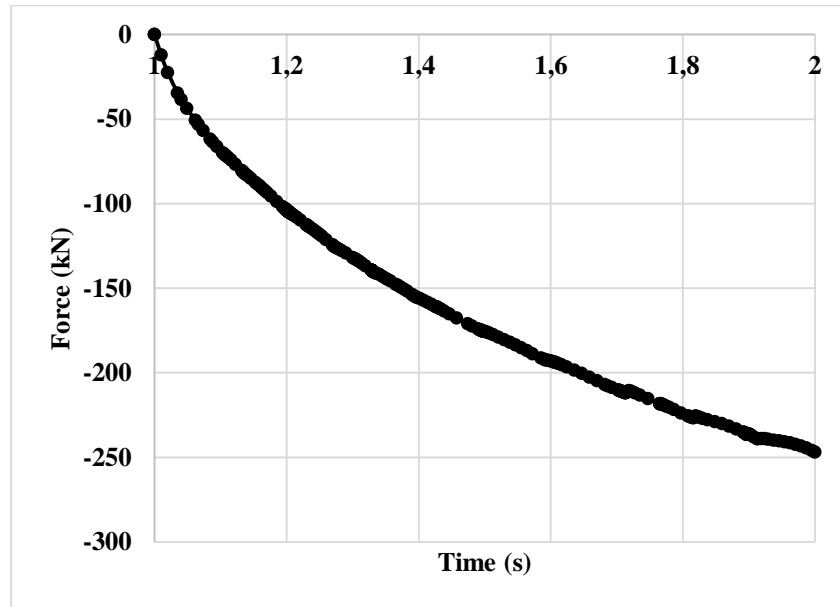


Figura 47. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación sin sobrecarga (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

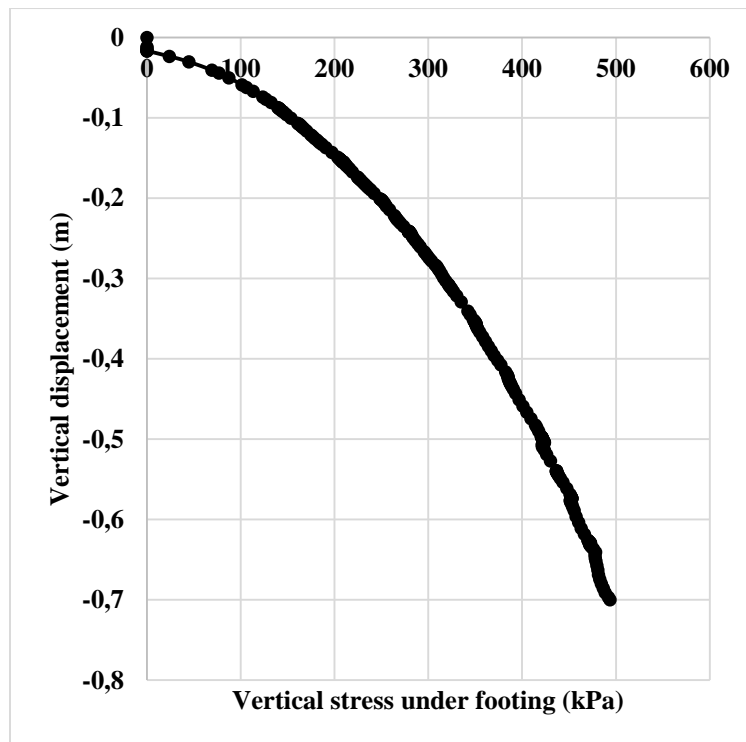


Figura 48. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación sin sobrecarga (ancho igual al tamaño de la zapata), con espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

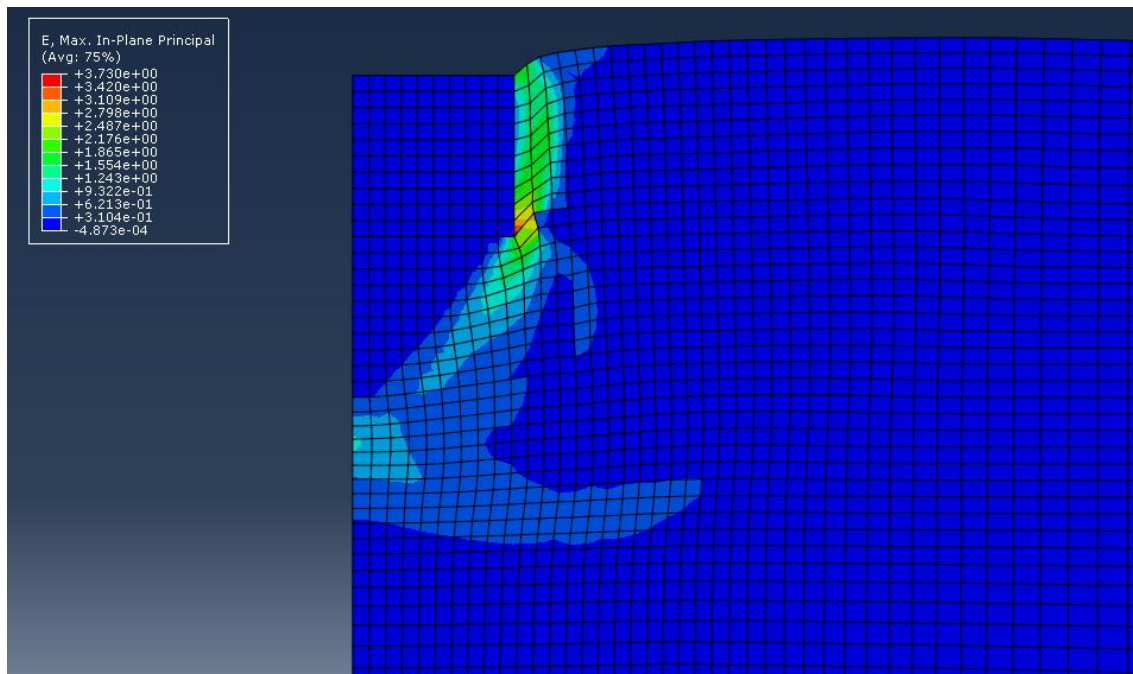


Figura 49. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=1m$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

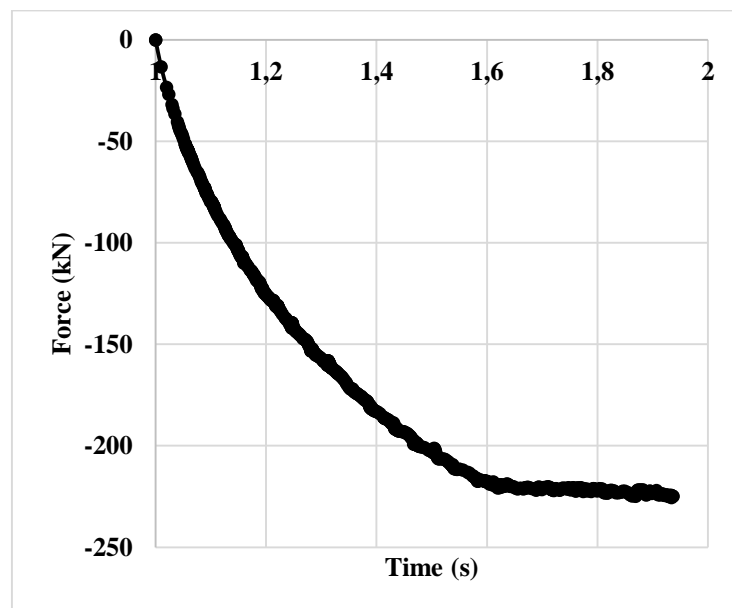


Figura 50. Reacción calculada en el centro del cimienta para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=1m$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

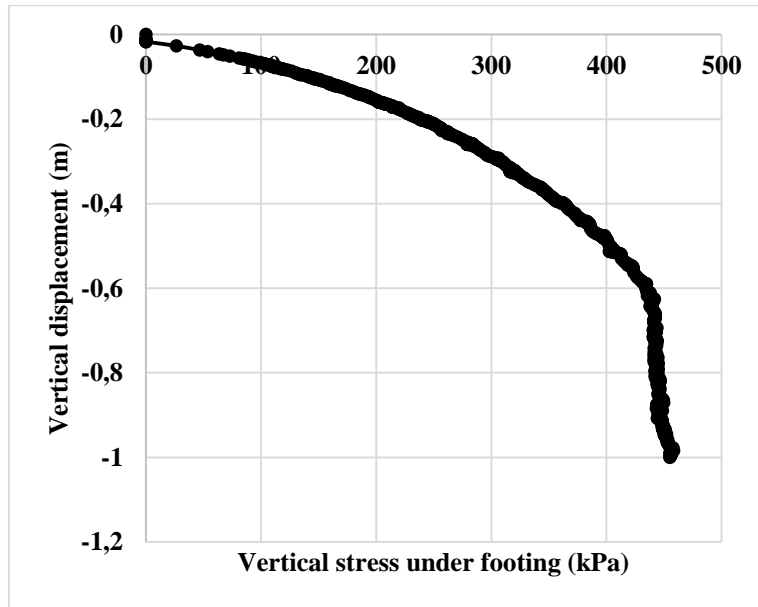


Figura 51. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

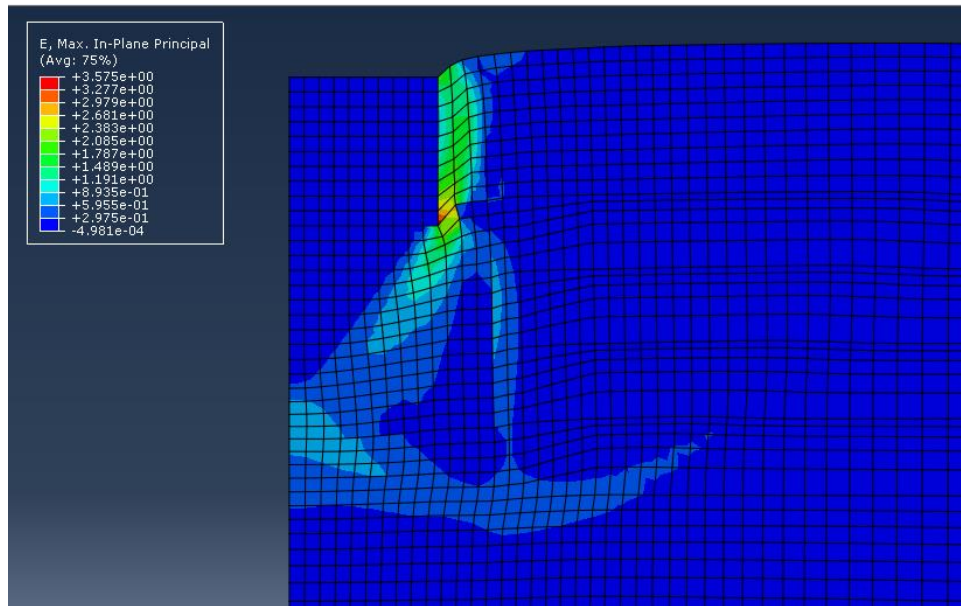


Figura 52. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

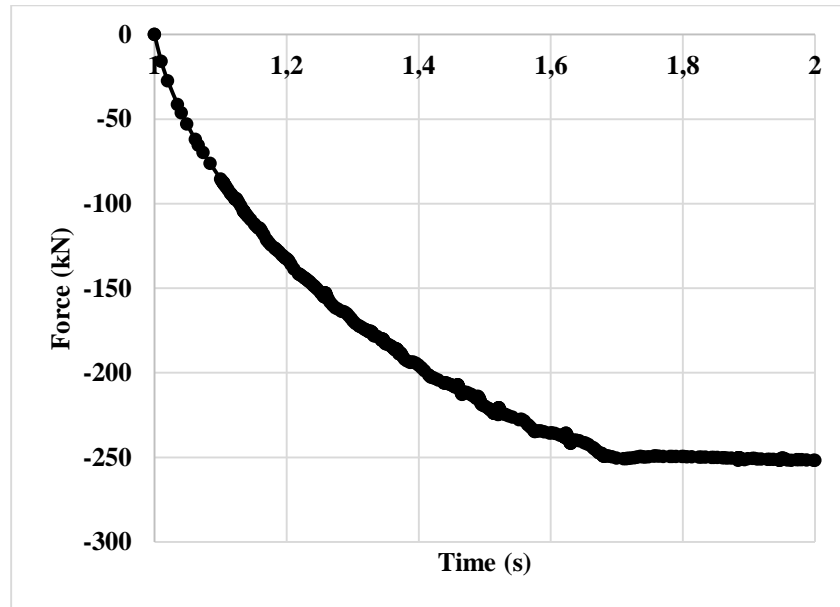


Figura 53. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación con sobreebancho de 0.3m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

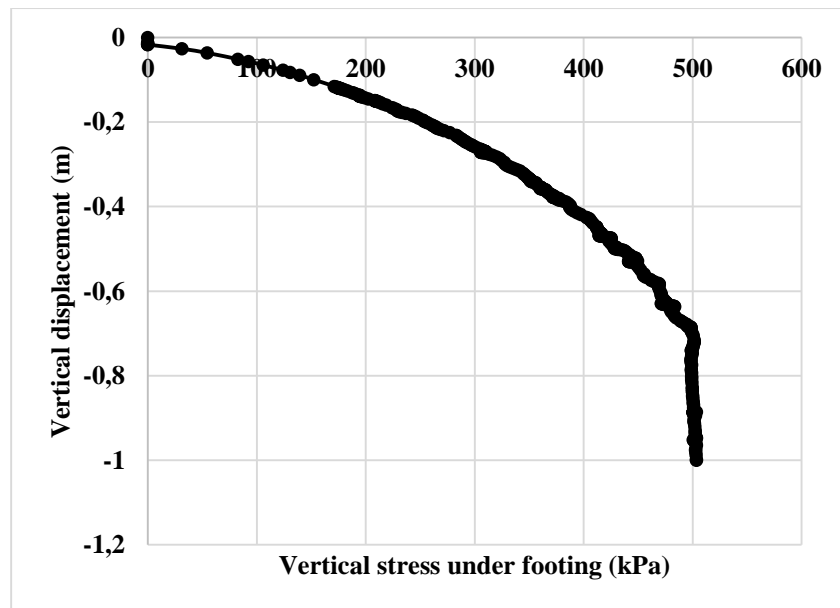


Figura 54. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreebancho de 0.3m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

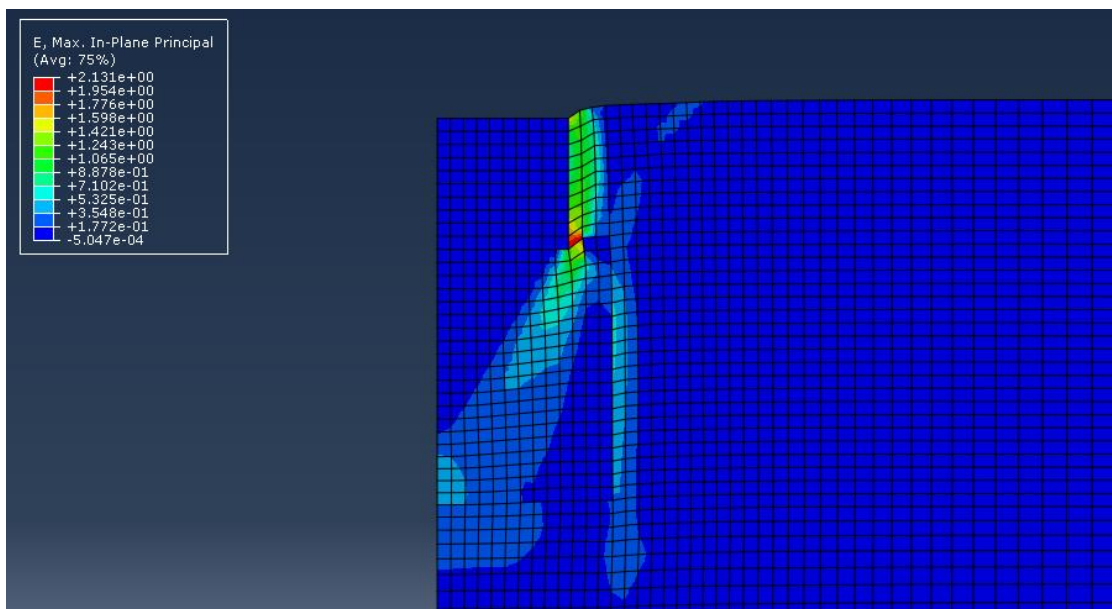


Figura 55. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=2m$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

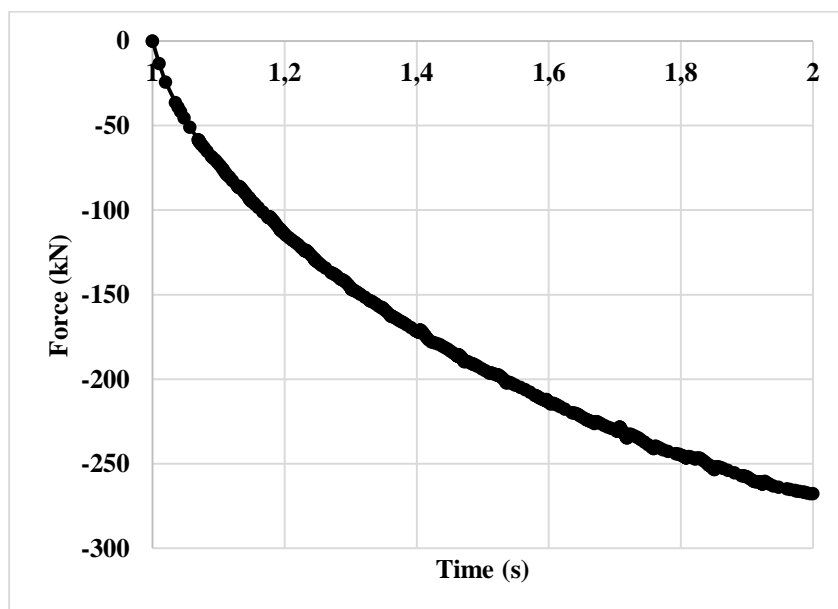


Figura 56. Reacción calculada en el centro del cimienta para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=2m$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

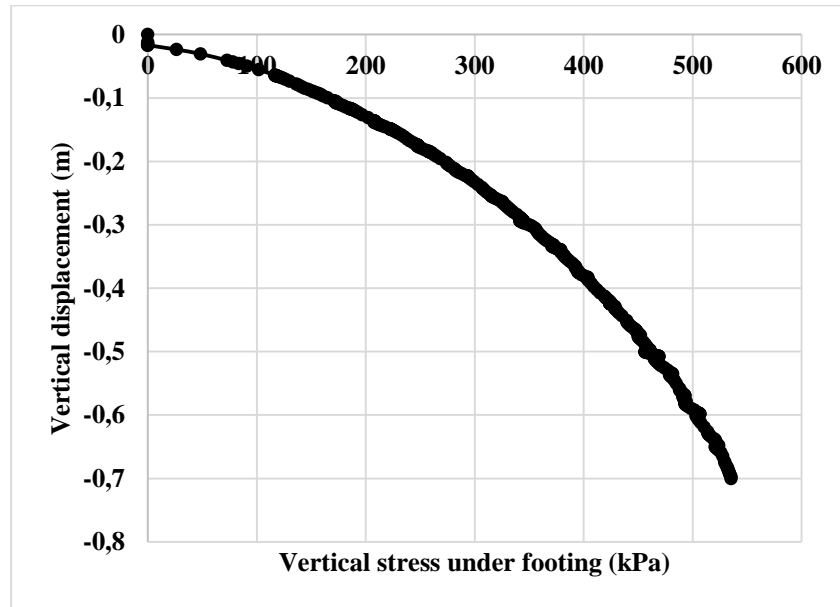


Figura 57. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 0.3m y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

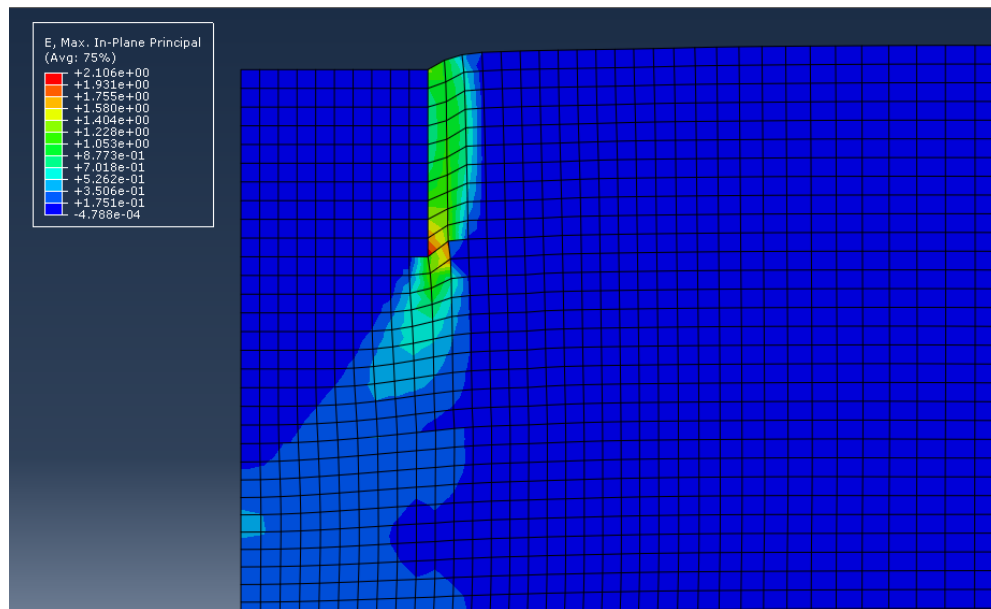


Figura 58. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 0.5m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

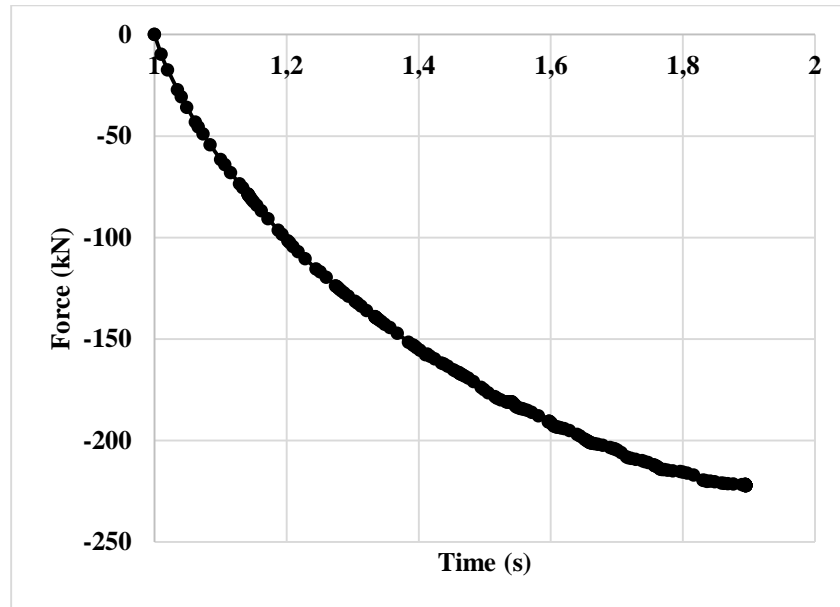


Figura 59. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 0.5m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

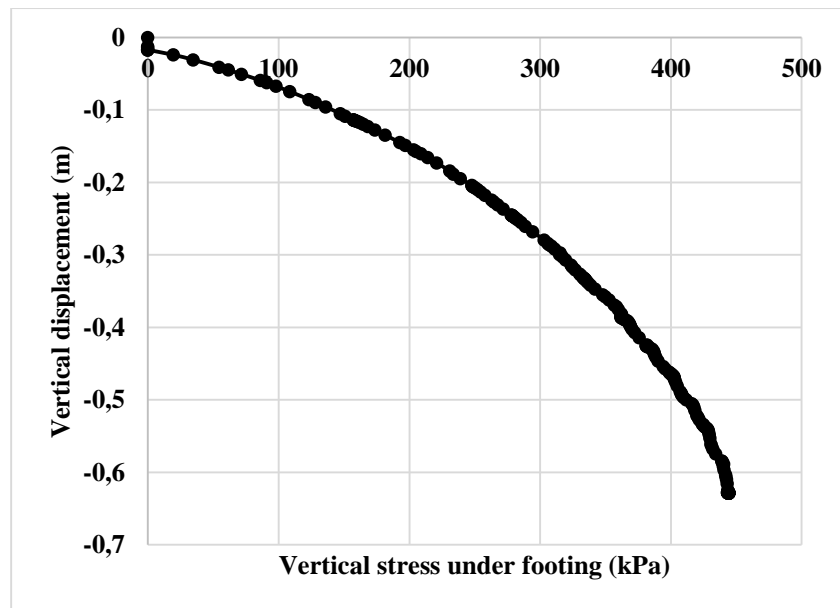


Figura 60. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 0.5m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

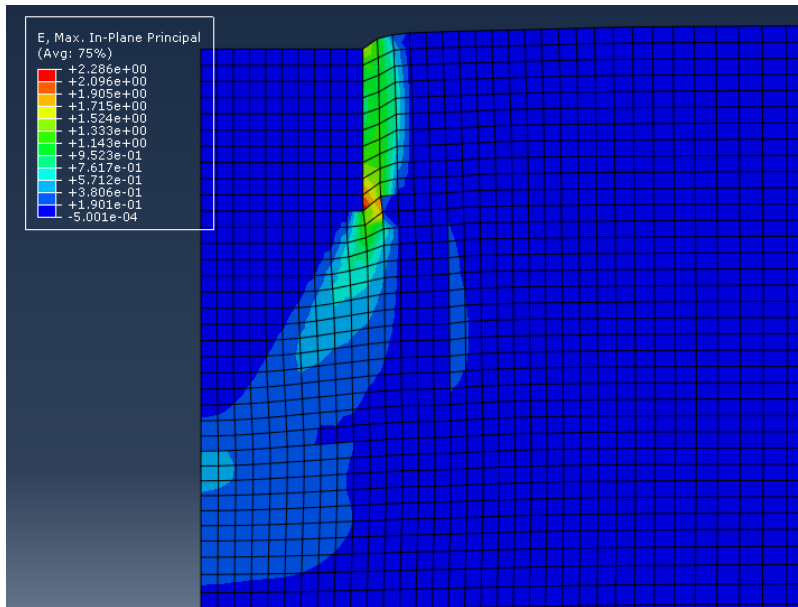


Figura 61. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobrecarga de 0.5m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

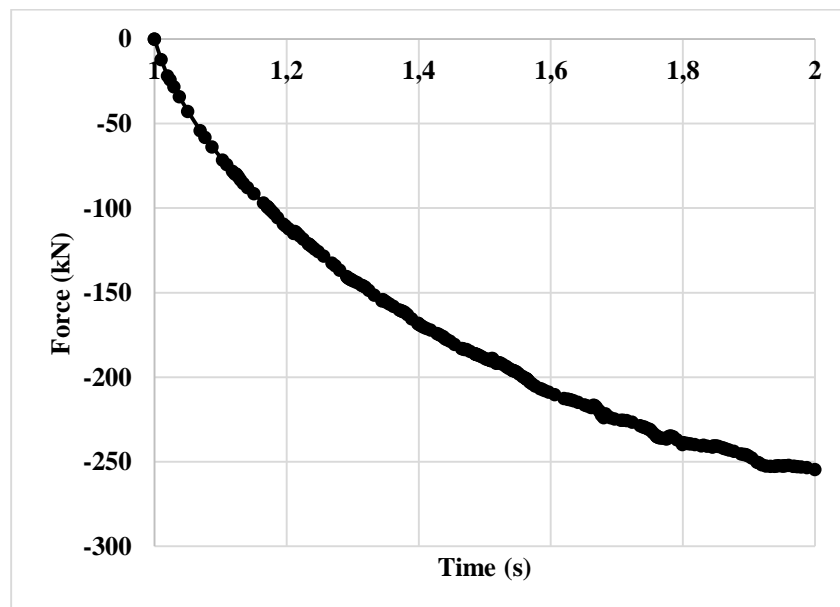


Figura 62. Reacción calculada en el centro del cimienta para media zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 0.5m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

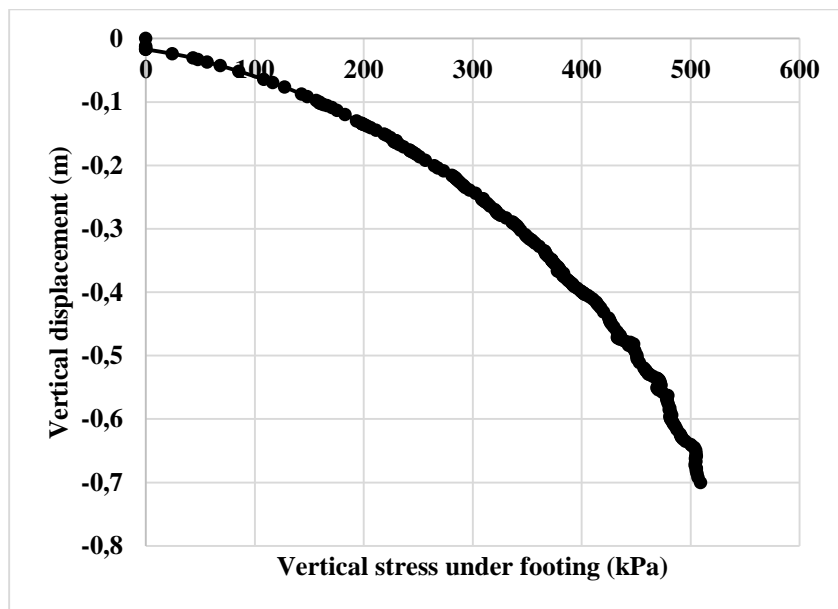


Figura 63. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 0.5m y espesor de relleno $e=1.5m$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

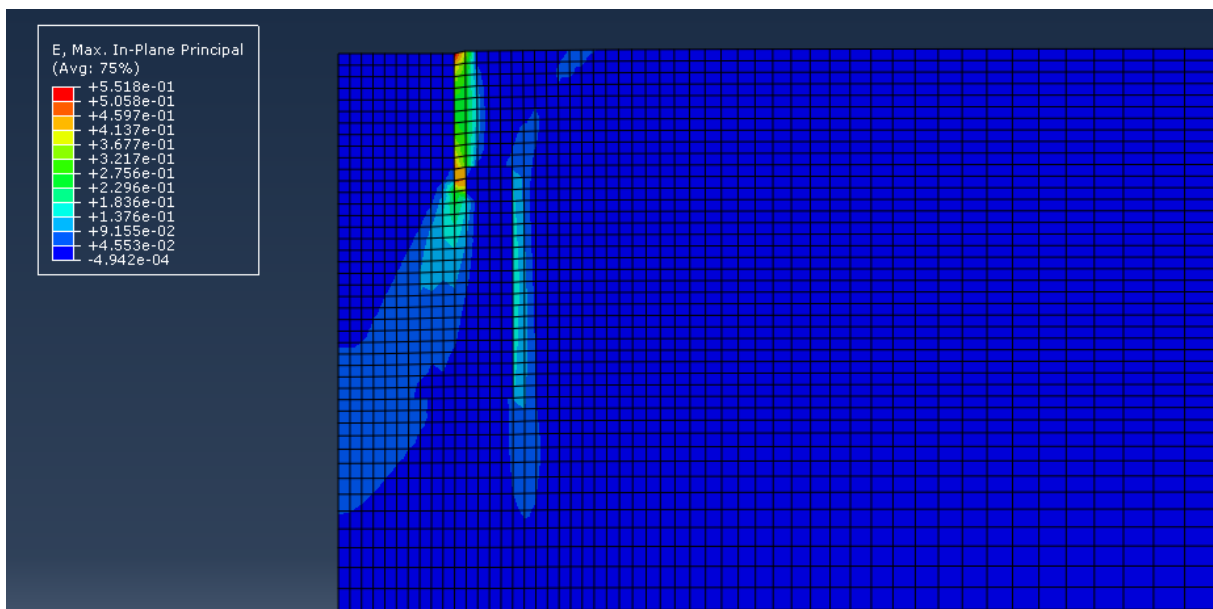


Figura 64. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 0.5m y espesor de relleno $e=2m$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

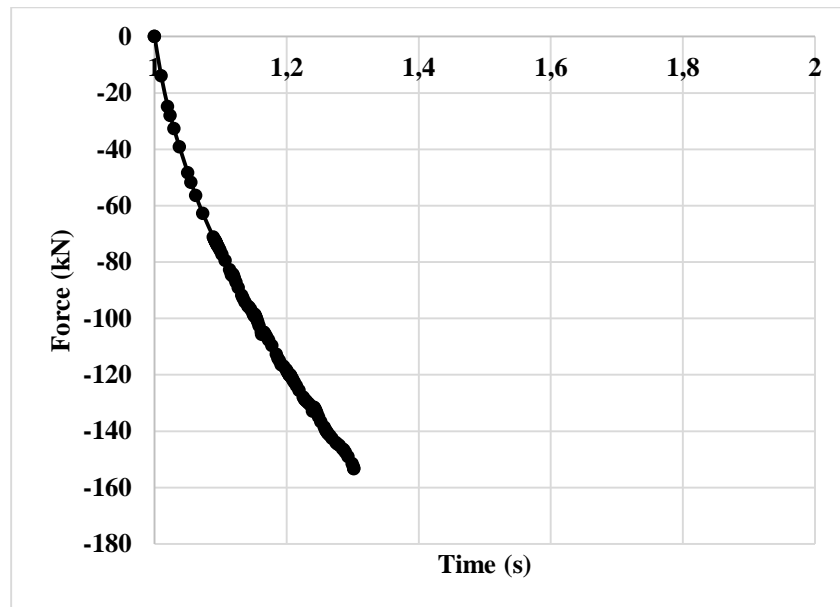


Figura 65. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 0.5m y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

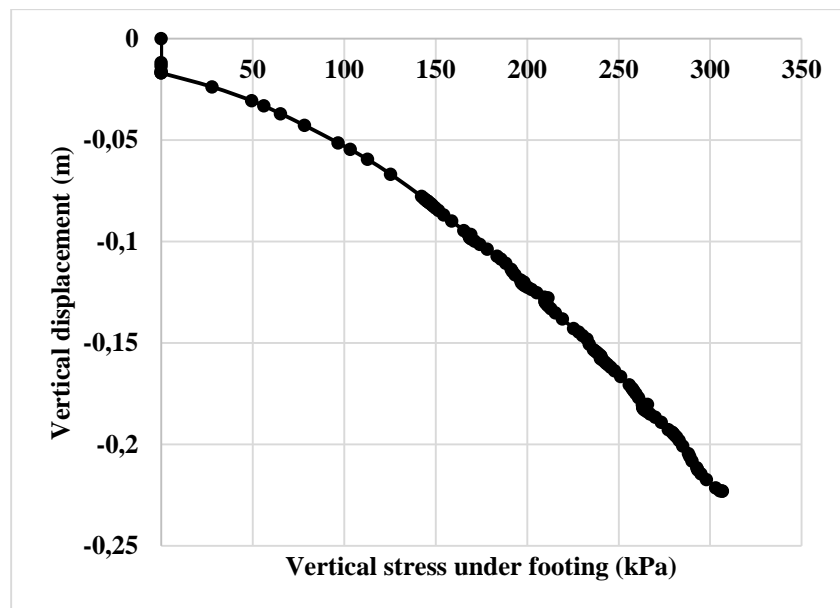


Figura 66. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 0.5m y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

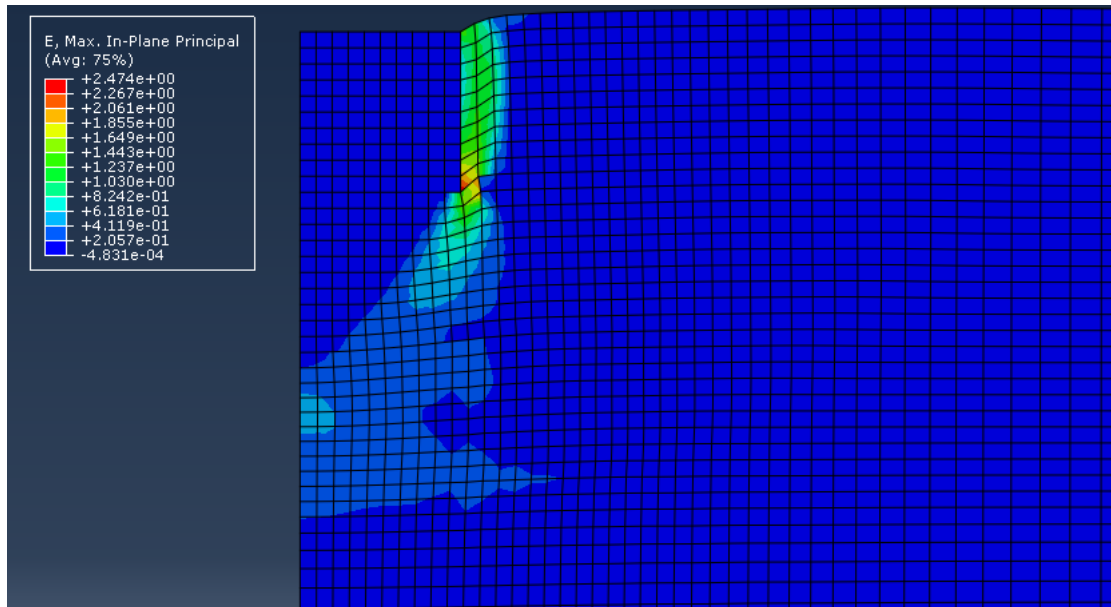


Figura 67. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 1m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

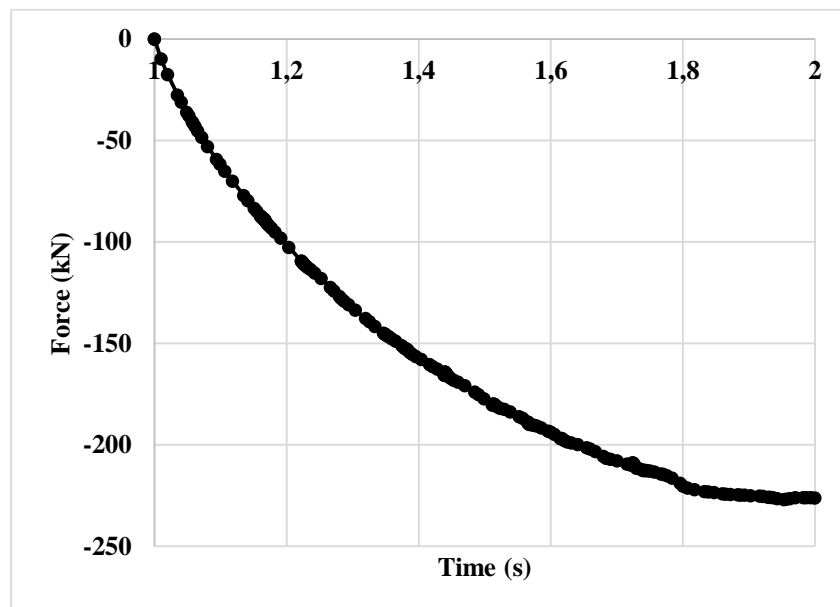


Figura 68. Reacción calculada en el centro del cimienta para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 1m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

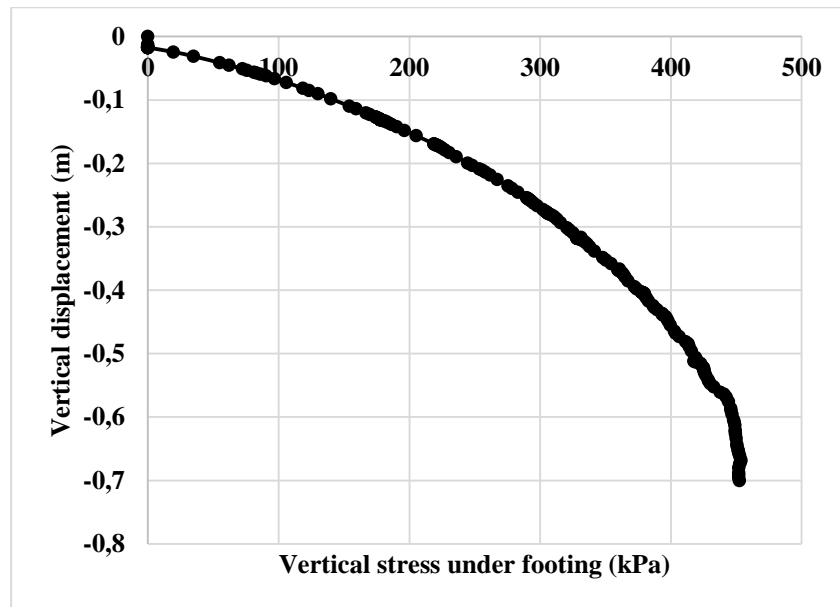


Figura 69. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 1m y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

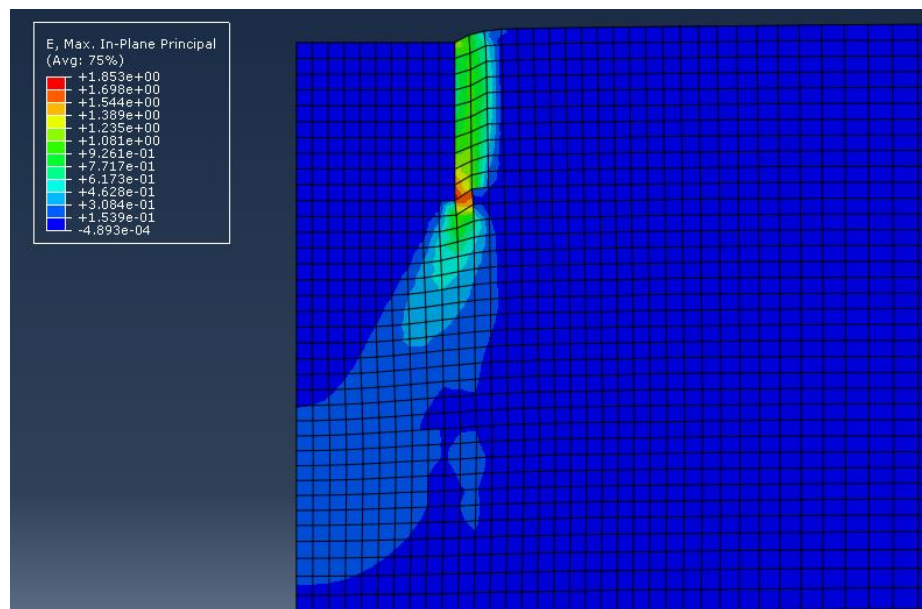


Figura 70. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 1m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

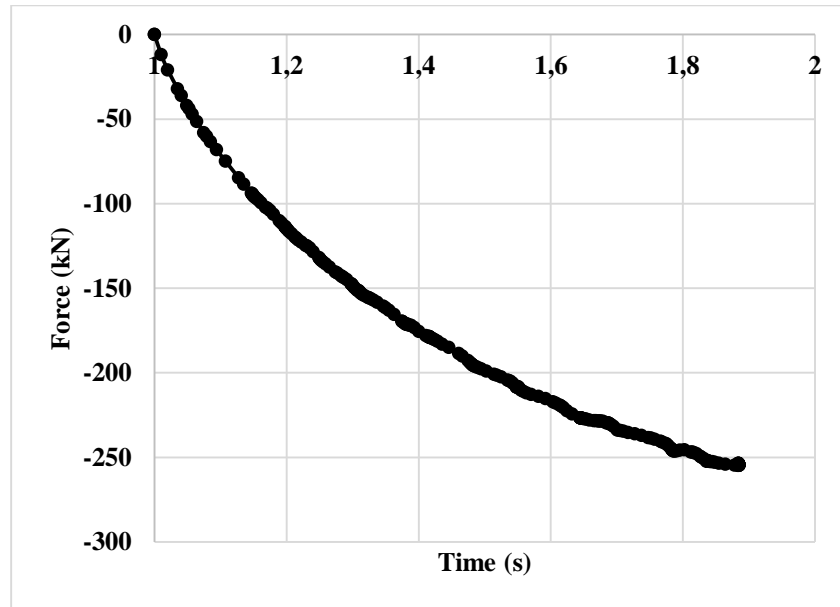


Figura 71. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 1m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

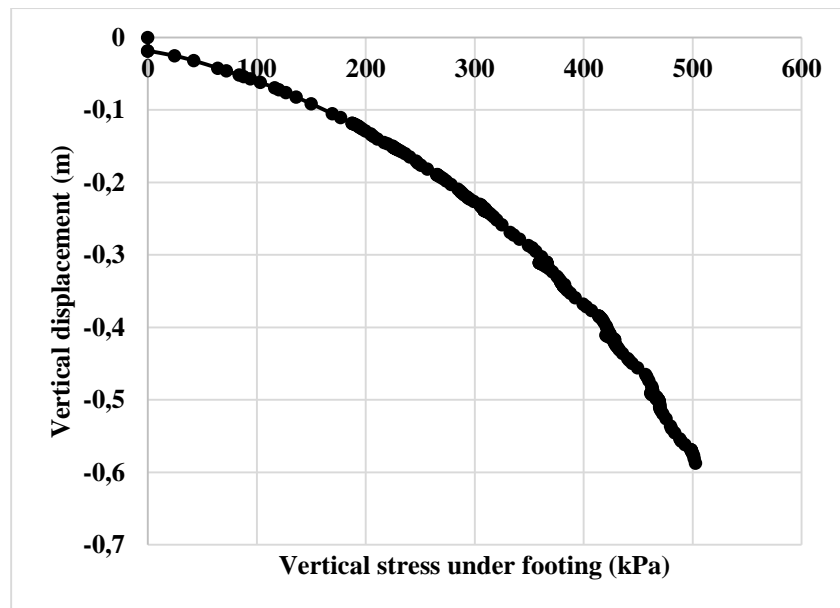


Figura 72. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 1m y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

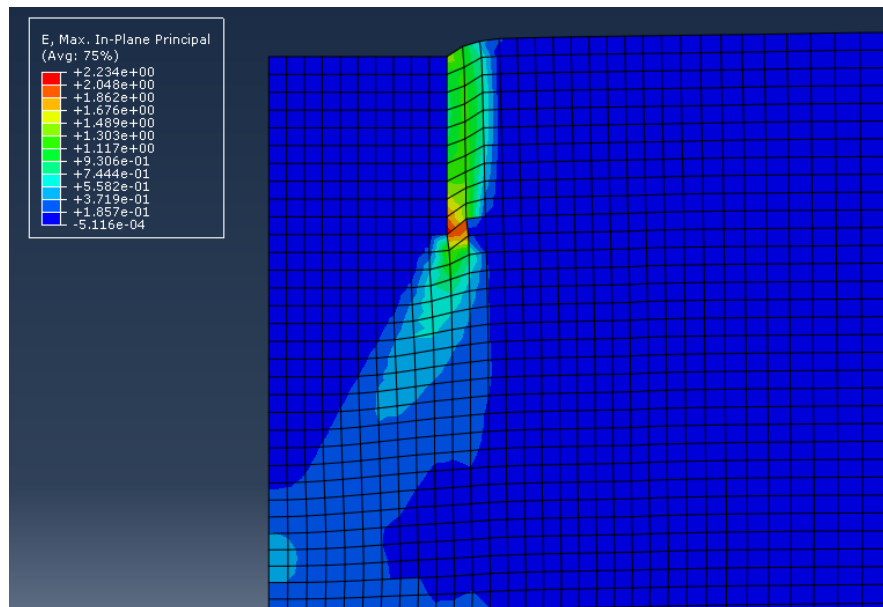


Figura 73. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho de 1m y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

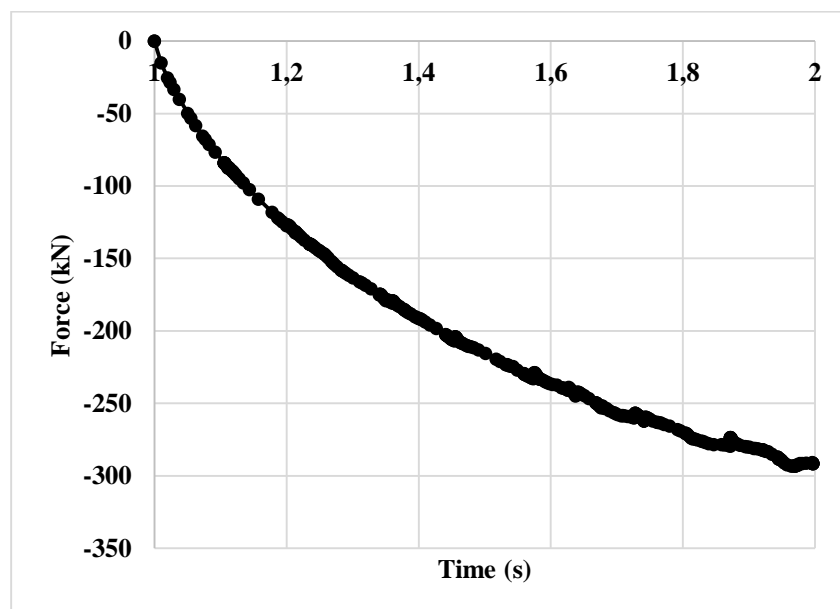


Figura 74. Reacción calculada en el centro del cimienta para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho de 1m y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

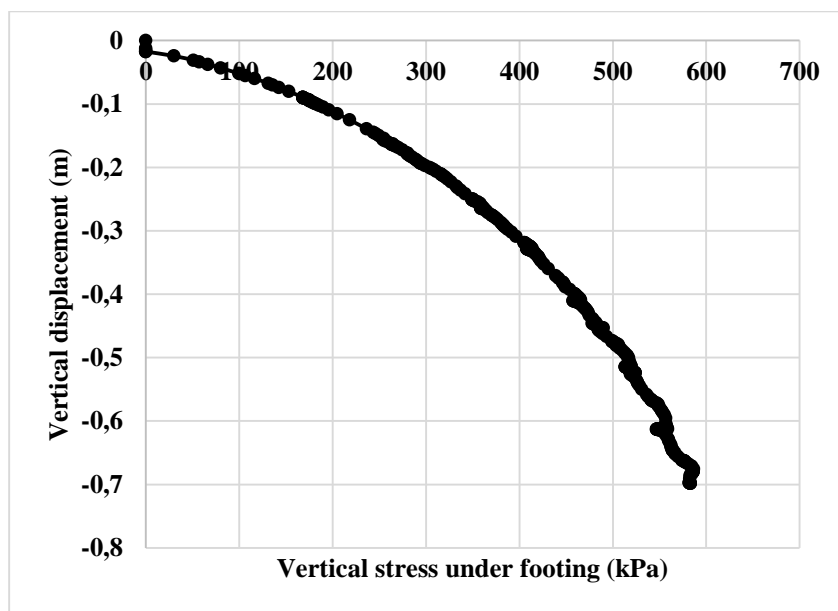


Figura 75. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobrecarga de 1m y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

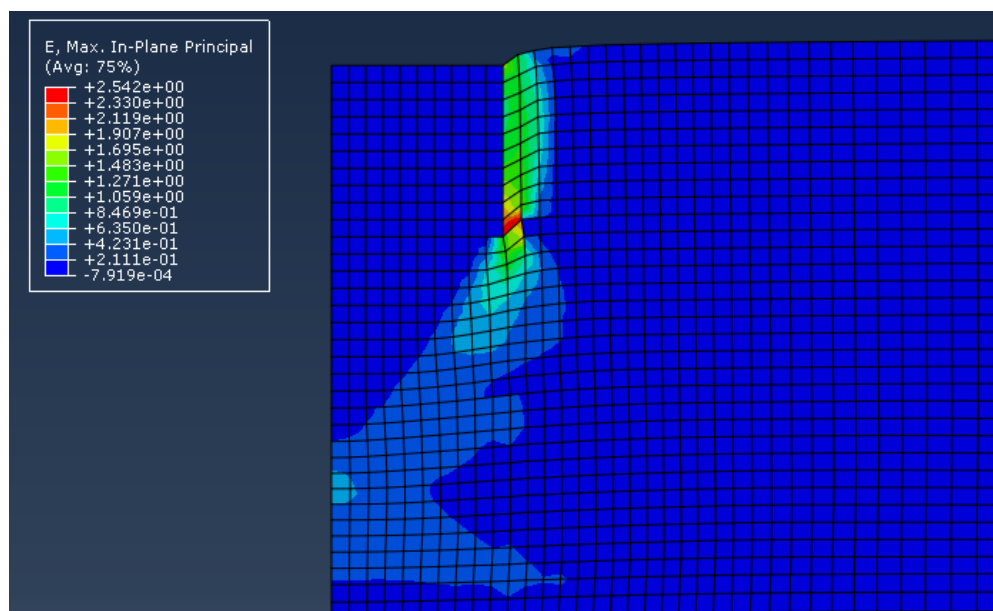


Figura 76. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobrecarga infinito y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

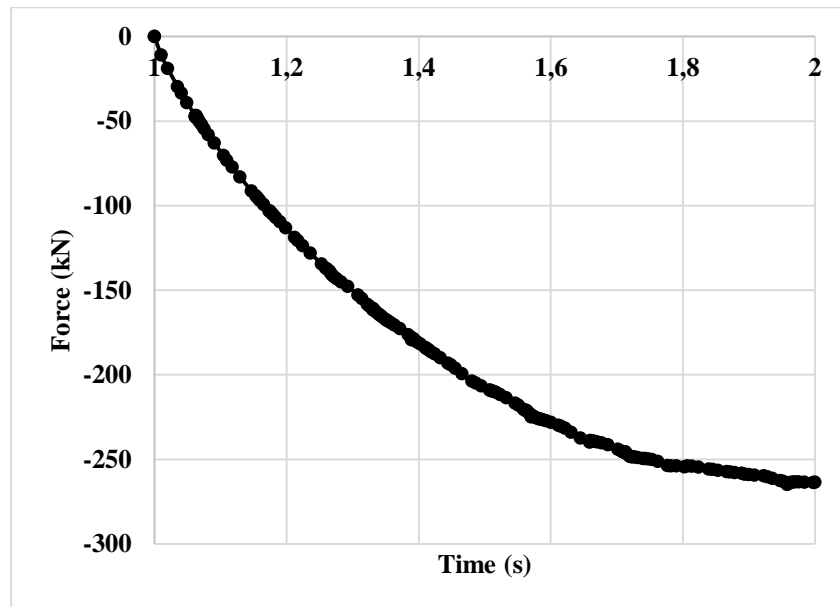


Figura 77. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

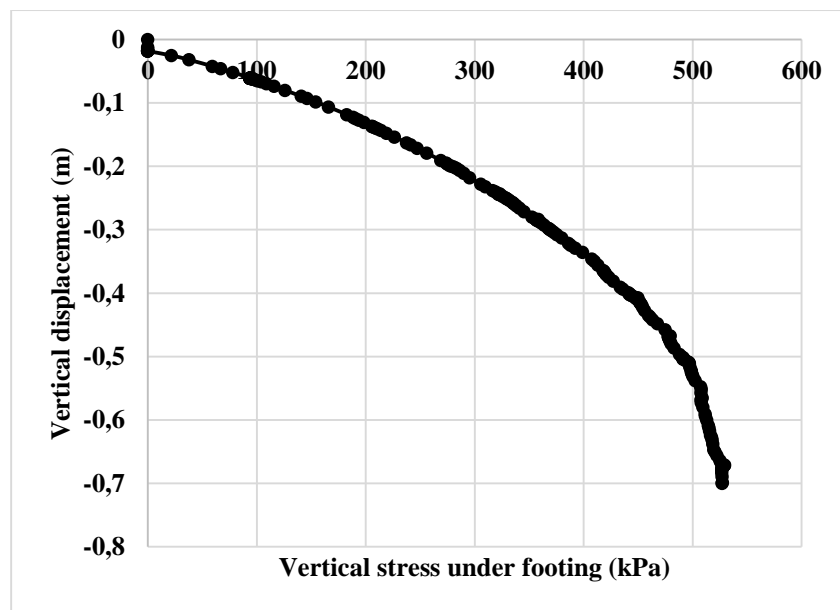


Figura 78. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=1\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

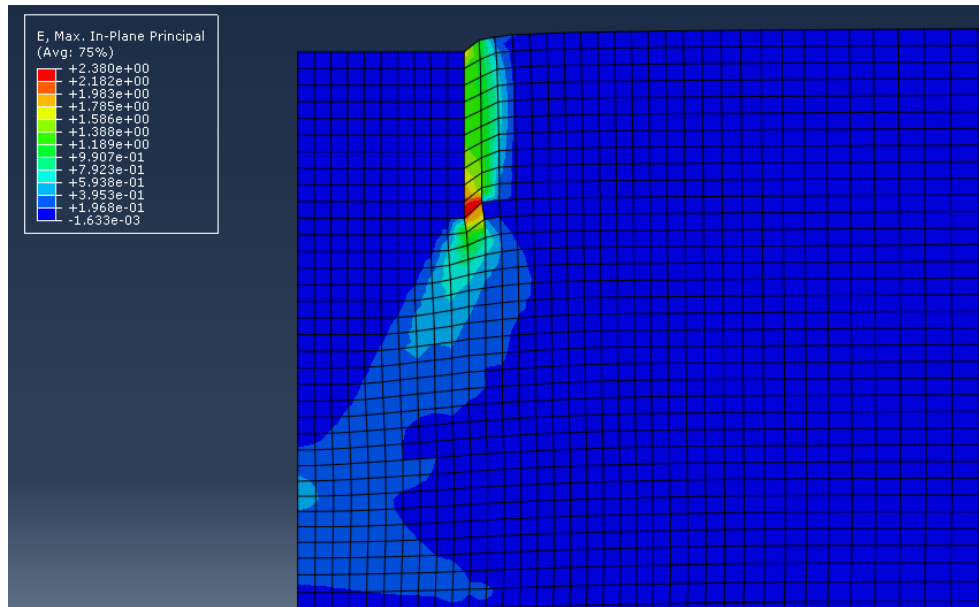


Figura 79. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

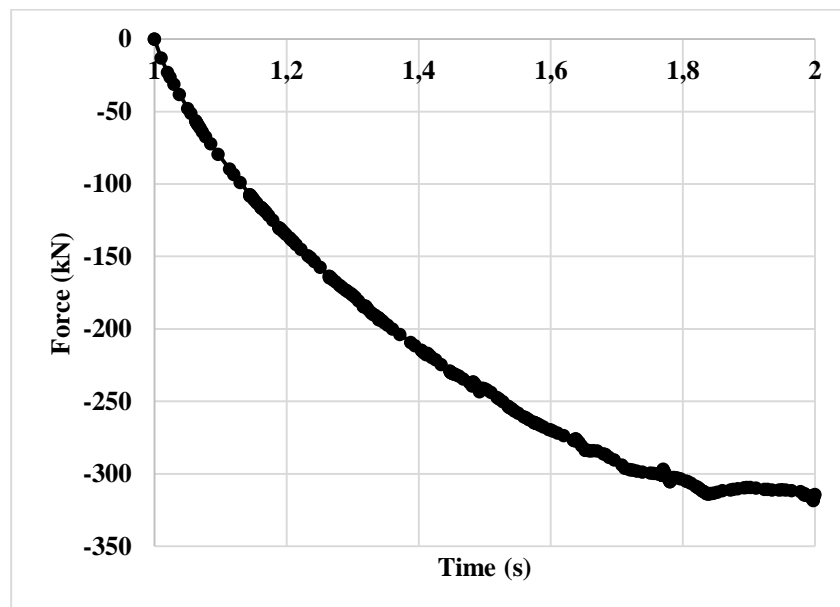


Figura 80. Reacción calculada en el centro del cimient para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

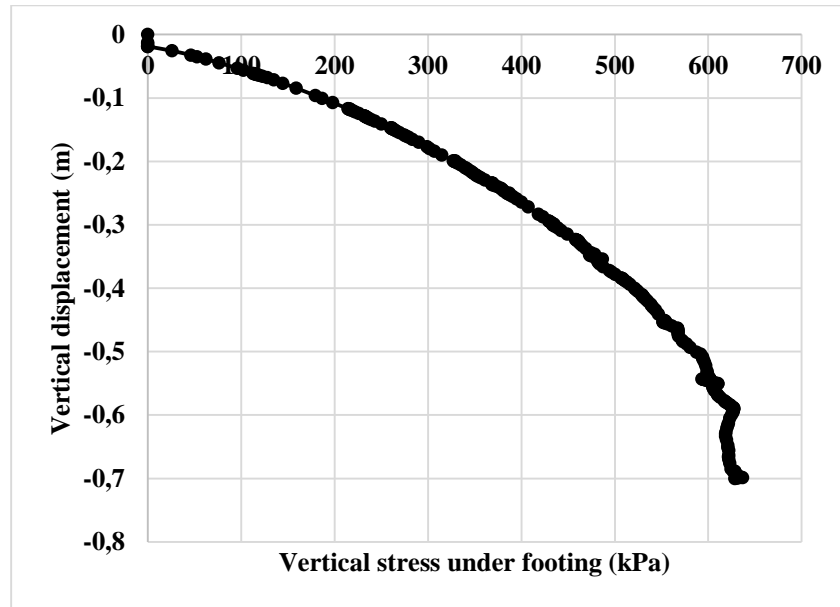


Figura 81. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=1.5\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

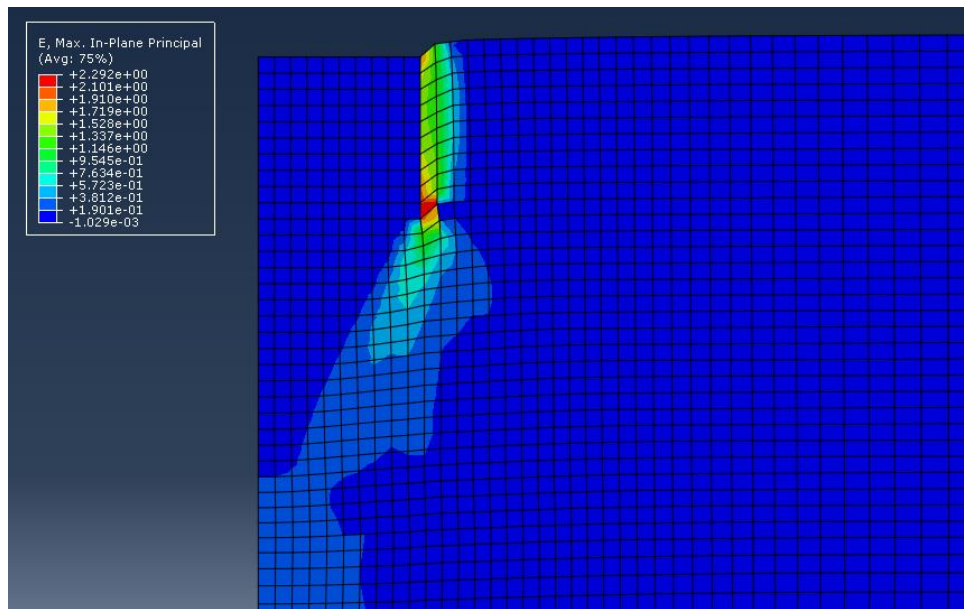


Figura 82. Contorno de deformaciones máximas. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

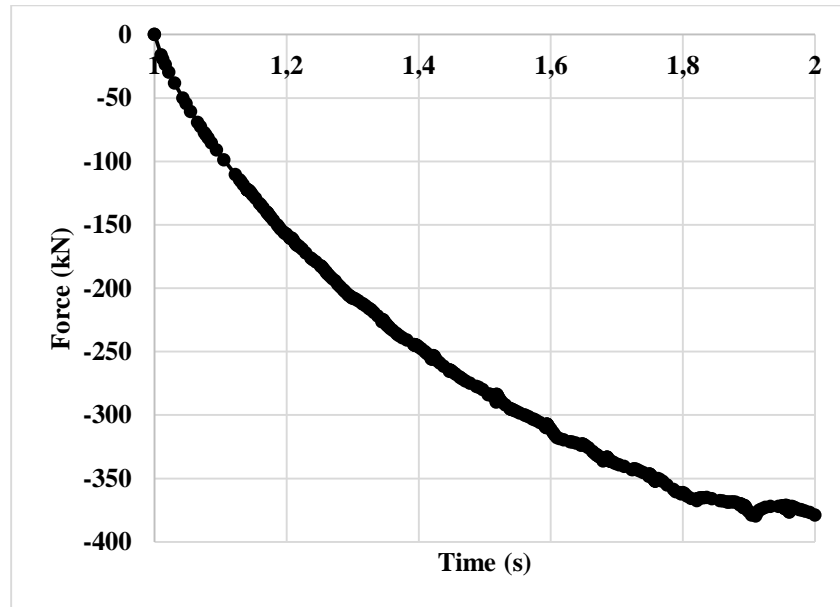


Figura 83. Reacción calculada en el centro del cimiento para media zapata. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

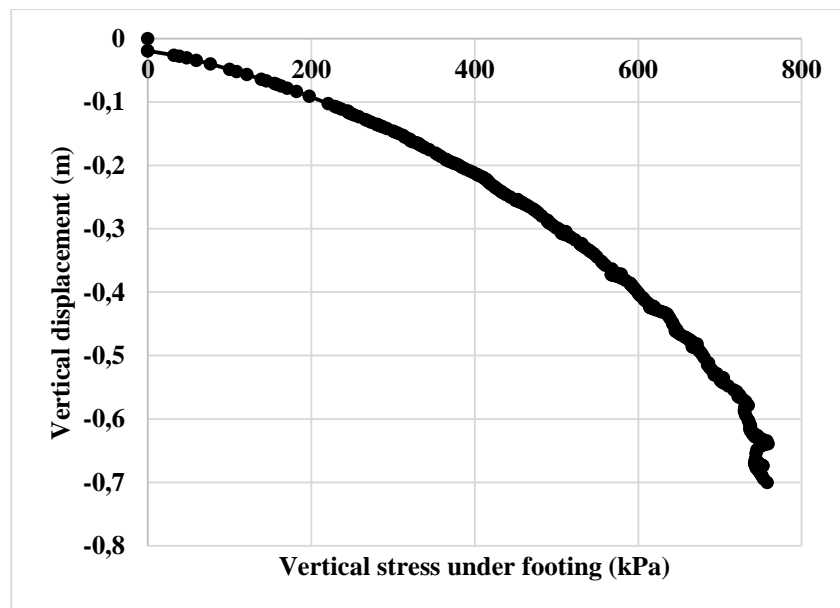


Figura 84. Esfuerzo vertical bajo la zapata. Caso: cimentación con sobreancho infinito y espesor de relleno $e=2\text{m}$, bajo condiciones Plane Strain y simetría en el centro de la zapata.

8. Bibliografia

- Abhishek, S., Rajyalakshmi, K., & Madhav, M. (2014). Bearing capacity of strip footing on reinforced foundation bed over soft ground with granular trench. *Indian Geotechnical Journal*, 45, 304-317.
- Beer, d. (1970). Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, 20, 378-411.
- Bhattacharya, P., & Kumar, J. (2017). Bearing capacity of foundations on soft clays with granular column and trench. *Soils and Foundations*, 57(3), 488-495.
- Binquet, J., & Lee, K. (1975). Bearing capacity tests on reinforced earthslabs. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 101(12), 1241-1255.
- Bouazza, A., & Finlay, T. (1990). Uplift capacity of plate anchors buried in two-layered sand. *Geotechnique*, 40(2), 293-297.
- Bowles, J. (2001). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- Braja, D., & Sobhan, K. (2013). *Principles of geotechnical engineering*. Cengage.
- Brown, J., & Meyerhof, G. (1969). Experimental study of bearing capacity in layered clays. *Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, 45-51.
- Dassault Systèmes. (2016). *Abaqus Theory manual 6.14*.
- Debnath, P., & Key, A. (2017). Bearing capacity of reinforced and unreinforced sand beds over stone columns in soft clay. *Geotechnique*, 24, 1-15.
- Elfass, S., Norris, G., & Vimalaraj, P. (2007). A simple bearing capacity equation . *Advances in Shallow Foundations* , Geo-Denver 2007.
- Fattah, M., Baghdadi, W., Omar, M., & Shanebleh, A. (2013). Analysis of strip footings resting on reinforced granular trench by the finite element method. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 4, 471-482.
- Fuentes, W. (2014). Contributions in mechanical modelling of fill materials. *Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics (IBF), Karlsruhe Institute of technology (KIT)*.
- GEO5. (2017). *GEO5 User Manual*. Fine Software.

- Hamed, J., Das, B., & Echelberger, W. (1986). Bearing capacity of a strip foundation on granular trench in soft clay. *Civil Engineering for Practicing and Design Engineers*, 5(5), 359-376.
- Hanna, A., & Meyerhof, G. (1980). Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*(17), 300-303.
- Hansen, B. J. (1961). A general formula for bearing capacity. *Bull. Geot. Inst.*, 11, 38-46.
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics whit ABAQUS applications*. John Wiley & sons, Inc.
- INVIAS. (2013). *Sub-base granular*. Artículo 320-13: Instituto Nacional de Vías.
- INVIAS. (2013). *Terraplenes*. Artículo 220-13: Instituto Nacional de Vías.
- Liu, Y., Zhan, Q., & Zhan, Y. (2015). Ultimate Bearing Capacity of Strip Footings on Multi-layered Clayey Soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 20, 4181-4188.
- Madhav, M., & Vitkar, P. (1978). Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 605-609.
- Malarvizhi, S., & Ilamparuthi, K. (2004). Load versus Settlement of Clay Bed stabilized with Stone and Reinforced Stone Columns. *Proceedings of GeoAsia, Seoul, Korea*, 322-329.
- Merifield, R., Sloan, S., & Yu, H. (1999). Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays. *Geotechnique*, 49(4), 471-490.
- Meyerhof, G. (1963). Some recent research of the bearing capacity of foundations. *Can. Geotech. J.* , 1, 16-26.
- Meyerhof, G. (1974). Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlaying Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2), 223-229.
- Meyerhof, G., & Hanna, A. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 565-572.
- Meyerhof, J., & Adams, I. (1968). The ultimate uplift capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 5(4), 225-244.

- Murthy, V. (2003). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. New York: Marcel Dekker, INC.
- Noorzard, A., & Badakhshan. (2017). Investigations on pullout behavior of geogrid-granular trench using CANAsand constitutive model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 726-740.
- Prandtl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nach. Ges. Wiss. Goettingen*, 1920, 74-85.
- Puri, V., & Das, B. (1989). Bearing capacity of shallow foundations on granular trench in weak clay. *Numerical models in geomechanics*, 5, 8-11.
- Reissner, H. (1926). Zum Erddruckproblem. *Proc., 1st. Int. Congr. Appl. Mech.*, 295-311.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley.
- Unnikrishnan, N., & Rajan, S. (2012). Bearing capacity of strip footings on geosynthetic encapsulated granular trenches. *Proceedings of International Conference on Ground Improvement and Ground Control*, 977-983.
- Unnikrishnan, N., Johnson, A., & Rajan, S. (2010). Response of Strip Footings Supported on Granular Trench. *Indian Geotechnical Conference, GEOfrendz*, 525-528.
- Venkata, S., Kurapati, R., & Madhav, M. (2016). Kinematics and bearing capacity of strip footing on RFB over compressible ground stabilized with granular trench. *Japanese Geotechnical Society*, 2115-2120.
- Vesic, A. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99, 45-73.
- Zsaki, D., & Bitar, D. (2011). Modeling the behavior of a reinforced granular layer overlying soft soil using an integro-differential equation. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 50(1), 45-60.